

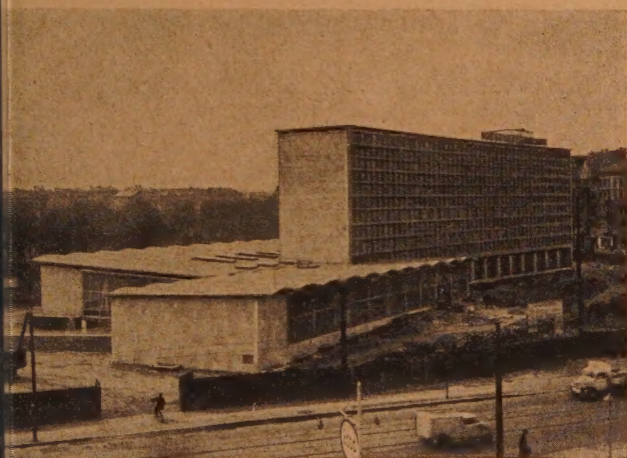
Neubau der Amerika-Gedenk-Bibliothek/Berliner Zentralbibliothek.

Von Prof. Dr.-Ing. Werner Koeppke, Berlin-Charlottenburg.

meines.

in einem abgeräumten Ruinengelände am Blücherplatz in wurde in der Zeit vom Herbst 1952 bis Juni 1953 der der Amerika-Gedenk-Bibliothek/Berliner Zentralbibliothek st. Das schlüsselfertige Bauwerk wird im Laufe des Monats 54 übergeben. Die Mittel für die Herstellung und die Ein- der gesamten Anlage wurden aus einer Spende des anischen Volkes durch den Hohen Kommissar der Ver- Staaten von Amerika, Dr.-Ing. E. h. John J. McCloy, dem benen Regierenden Bürgermeister von Berlin, Prof. Dr. Reuter, zur Verfügung gestellt.

Das Bauwerk besteht aus zwei voneinander architektonisch und ktiv scharf getrennten Teilen (Bild 1).



Amerika-Gedenk-Bibliothek/Berliner Zentralbibliothek, Zustand April 1954.

Im Flachbau befinden sich auf der Nordseite die Eingangs- und ein Auditorium mit einer Bühne und mit Sitzplätzen für Personen. Durch den Hochbau erreicht man den die gesamte e des Flachbaues einnehmenden 1550 qm großen Lesesaal, n ein für Kinder eingerichteter Leseraum durch eine Glas- getrennt ist. Die Kellerräume unter dem Flachbau nehmen eil der Bücherregale auf.

Einschließlich des Kellers siebengeschossige Hochbau (Bild 2) den Rest des Büchermagazins, außerdem Büroräume, eine re Abteilung für Musik einschließlich eines Schallplatten- und einiger Kabinen zum Abspielen der Platten, die häuser, Räume für die Heizanlage u. ä.

Entwurf des Bauwerkes wurde größter Wert darauf gelegt, en vom Keller des Flachbaues, innerhalb der Räume tra- rtstützen oder Wände vollständig zu vermeiden, um freizügig Benützung der gesamten Anlage zu bleiben.

Außenflächen der tragenden Stahlbetonkonstruktion, die ichtig am Ort hergestellt wurden, treten als Sichtbeton zutage, h dem Ausschalen zur Erzielung einer möglichst gleich- Oberfläche geschliffen wurde. Dank der sorgfältigen Aus- des Baues ist der Sichtbeton als gelungen zu bezeichnen.

Flachbau.

Keller des Flachbaues bietet nichts Außergewöhnliches. Die uzweis tragenden Platten bestehende Kellerdecke ist in sen C, 8 und 15 durch insgesamt drei Dehnfugen unter- (Bild 3).

Lesesaal.

Da die gesamte Nutzfläche des Lesesaals mit Ausnahme des unmittelbar den Fenstern benachbarten Bereichs von Stützen freizuhalten war und andererseits die Dachkonstruktion möglichst leicht erscheinen sollte, wurden für die Eindeckung flache Zylinder-schalen verwendet. Die Dicke der Schalen beträgt 7 cm, der Radius 6,50 m. Die Gewölb Spannweite ist klein, sie wächst wegen des schwach konischen Grundrisses von 4,31 m auf 4,53 m an. Die Schalen besitzen Randträger von 25 cm Breite und 56 cm Höhe, so daß die Höhe eines ganzen Schalenträgers 96 cm beträgt. Bei einem Abstand der in den Achsen D und H angeordneten tragen- den Säulen und Binderscheiben von 17,60 m ergibt sich für die zwischen den Achsen 8 und 22 einfeldrigen Schalenträger das bemerkenswert niedrige Verhältnis der Höhe zur Spannweite von 1 : 18 (Bild 4).

Wegen dieser geringen Bauhöhe der Dachkonstruktion erwies es sich als zweckmäßig, besonders zur Herabsetzung der Längs- spannungen in der Schalenfläche, aber auch zur Verminderung der Randstörungen, jeden Randträger mit zwei Rundstählen St 60/90 vorzuspannen. Da durch diese Maßnahme eine beschränkte oder gar volle Vorspannung im Sinne von DIN 4227 nicht er- reicht wurde, mußte noch eine kräftige schlaffe Bewehrung zur Aufnahme der verbleibenden Zugspannungen angeordnet werden (Bild 5). Eine Vorspannung der Randträger und Schalen mit einem größeren Aufwand an Spannstählen, wie sie bereits an verschie- denen ähnlichen Bauwerken ausgeführt worden ist, hätte auch hier zu einer Vermeidung von Zugspannungen und damit der schlaffen Bewehrung geführt. Da Wünsche in dieser Richtung nicht bestan- den, wurde auf eine solche eigentliche Vorspannung verzichtet.

Es sei hier erwähnt, daß die Schalen bei einer mäßigen Ver- größerung des Stüchs auch randträgerlos hätten ausgeführt werden können, eine Vorspannung der gesamten Schalenfläche wäre dann jedoch unerlässlich gewesen.

Die Schalen sind in bekannter Weise mit Längs- und Quer- stählen sowie mit einer Trajektorienbewehrung versehen (Bild 6).

Zwischen den Achsen 4 und 8 befinden sich Schalenträger, die über zwei Felder mit Spannweiten von 17,60 m und 4,93 m durch- laufen. Bei der Herstellung dieser Bauteile wurden zunächst nur die langen Felder betonierte, vorgespannt und ausgerüstet, und erst danach der Beton der zwischen den Achsen C Süd und D gelegenen Schalen und Randträger eingebracht. Hierdurch wurde erreicht, daß im Ausrüstungszustand an den Binderscheiben der Achse C Süd keine nach oben gerichteten Auflagerkräfte in Erscheinung treten. Das Kriechen des Betons bewirkt jedoch mit der Zeit eine Um- lagerung der inneren Kräfte des durchlaufenden Schalenträgers mit dem Ergebnis, daß ein Teil der durch den Bauvorgang zunächst vermiedenen negativen Auflagerkräfte wieder entsteht. Die Bin- derscheiben mußten deshalb für beide Lastfälle bemessen werden.

Während die Kellerdecke durch Dehnungsfugen in vier Ab- schnitte zerlegt ist, besteht das Schalendach des Flachbaues nur aus zwei Teilen, die durch eine einzige durchgehende Fuge in der Achse C voneinander getrennt sind. Hierdurch ergibt sich über dem Lesesaal ein Dach mit einer regelmäßigen Folge von achtzehn Schalen, und in den Achsen D und H entstehen aus den Binder- scheiben und Stützen über 18 Felder durchlaufende Rahmen mit Spannweiten eines jeden Feldes von 4,31 m bzw. 4,51 m. Die fugenlose Dachkonstruktion des Lesesaales hat somit eine Länge von rund 81,5 m. Durch den Verzicht auf Dehnfugen parallel zu den Zylindererzeugenden im Schalendach des Lesesaales wurden schwie- rige Abdichtungsarbeiten und architektonisch unschöne Aufkantung-

gen zur Herstellung von Regenrinnen vermieden. Diesen Vorzügen des langen fugenlosen Daches stehen jedoch die hohen Beanspruchungen der äußeren Rahmenstützen infolge von Temperaturänderung und Schwinden gegenüber, die es erforderlich machten, an den Stützenfüßen der Achsen 5 bis 8 und 18 bis 21 trotz Verwen-

da andernfalls die Gefahr unkontrollierbarer Zwängungen in Schalen als Folge verschiedener Bewegungen der Rahmenachsen D und C Süd entstehen könnte.

Bei der Berechnung der inneren Kräfte der Stützen wurde achtet, daß letztere nicht nur ein Bestandteil der durchlaufenden Rahmensysteme sind, sondern ebenso auch zu Rahmengehenden Riegel aus den Schalen und Randträgern gebildet werden. Die Berücksichtigung dieser doppelten Wirkung der Säulen — obwohl ihr Trägheitsmoment beträchtlich kleiner als das der Schalenträger ist — wegen der stark unterschiedlichen Längen der Riegel und Stützen aus den senkrechten Lasten erheblichen Biegemomente besonders an den Stützenköpfen, so daß dort notwendigen Bewehrungen zur Aufnahme der schieferen mit Längskraft 4% des Betonquerschnittes und mehr machen. Als Folge dieser sorgfältigen Erfassung des Kräfte haben sich an keiner Stelle Haarrisse gezeigt.

Der Winddruck in Richtung der Längsachse des Lesesaals von den Rahmen der Achse D und H ohne Schwierigkeiten angenommen werden. Würde man jedoch die Windkräfte senkrecht zur Südfront den aus den Stützen und Schalen bestehenden Rahmen zuweisen, so würden sich besonders in den Gelenkfugen der

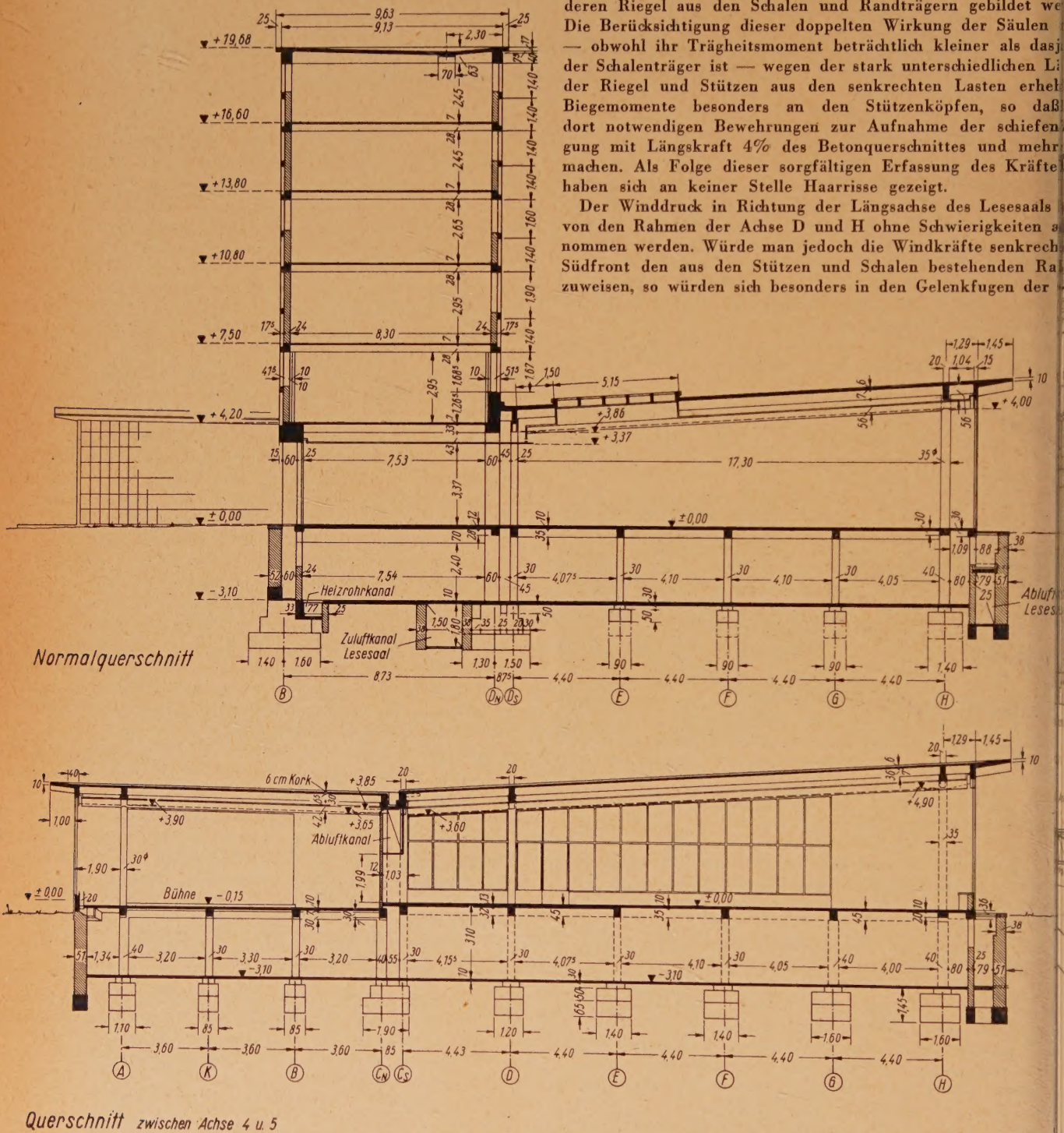


Bild 2. Amerika-Gedenk-Bibliothek/Berliner Zentralbibliothek, Schnitte.

nung von B 300 Gelenke vorzusehen, die in den Rahmenebenen wirken. Die Stützen in den Achsen 9 bis 17 besitzen keine Gelenke, während die Windscheiben in den Achsen 4 und 22 sowie die Stützen D 4 und D 22 als Pendel ausgebildet sind. Es ist für Rahmensysteme ähnlich den hier vorhandenen stets von Vorteil, eine möglichst große Zahl von Stützen einzuspannen, weil auf diese Weise die Stabilität des Gesamttragwerkes erheblich vergrößert wird. Die Rahmenstiele der Achse C Süd sind ebenfalls Pendel,

ren Säulen, die in bezug auf Biegebeanspruchungen senkrecht zur Längsachse des Saales als eingespannt anzusehen sind, zusammen mit der Wirkung der Vertikallasten starke Überbeanspruchungen ergeben. Durch das Einfügen der als Pendelwände ausgebildeten Windscheiben in den Achsen 4 und 22 konnten jedoch die Rahmentstützen von Windkräften fast vollständig entlastet werden, da diese in ihrer Ebene steifen Windscheiben machen das Schalen zu einem waagrecht liegenden, hohen Träger, der unter geringen

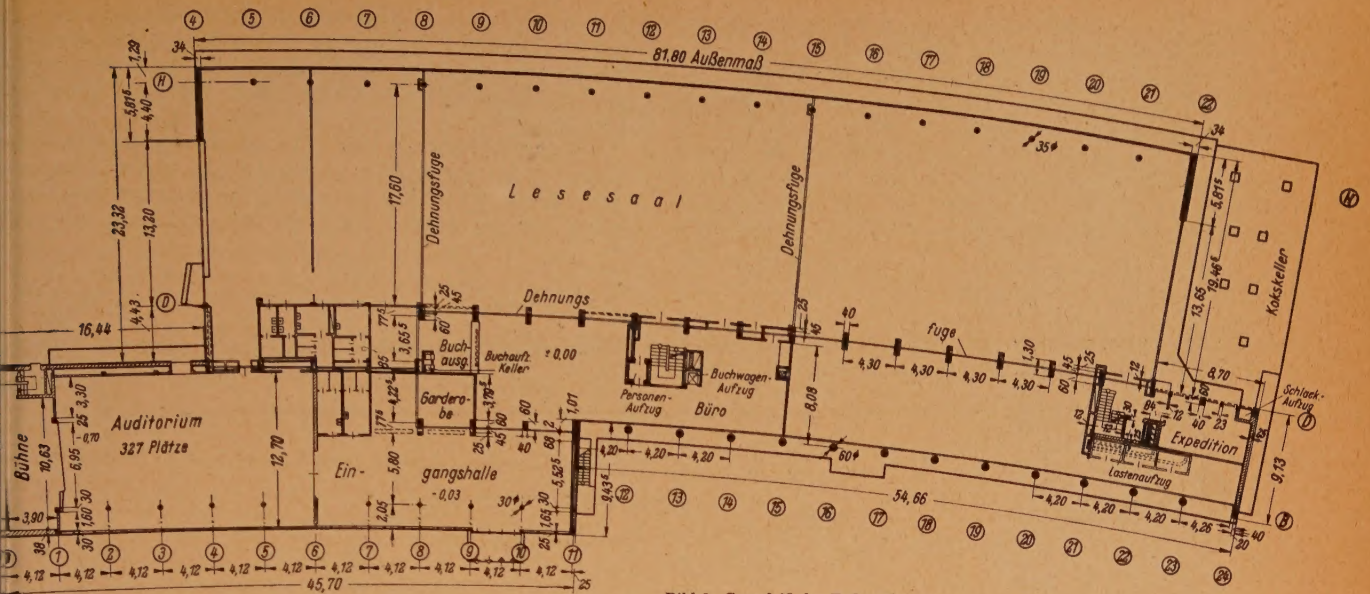


Bild 3. Grundriß des Erdgeschosses.

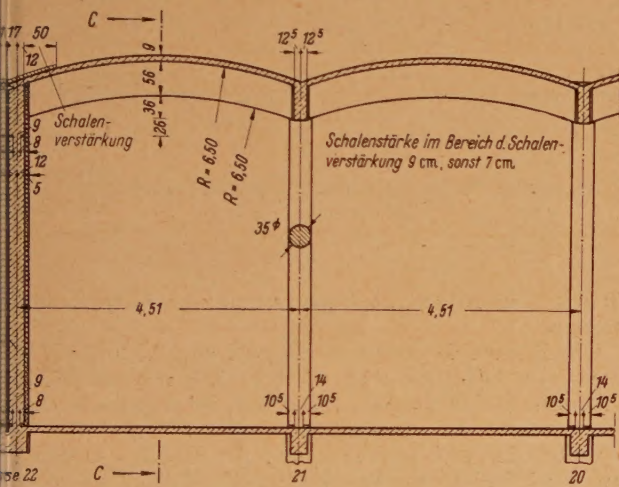


Bild 4. Schalentragwerk über der Lesehalle.

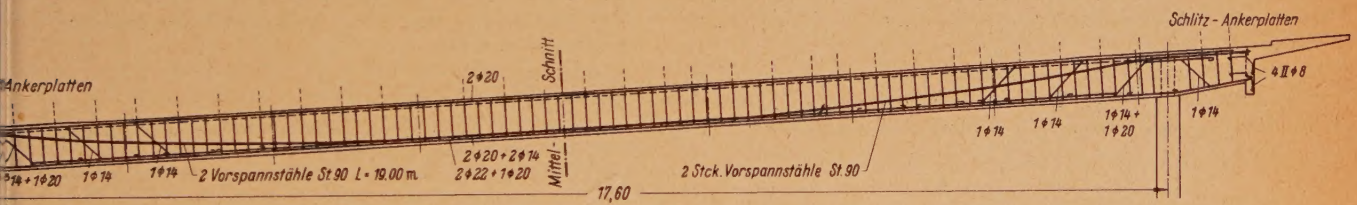


Bild 5. Bewehrung des Mittel-Randträgers.

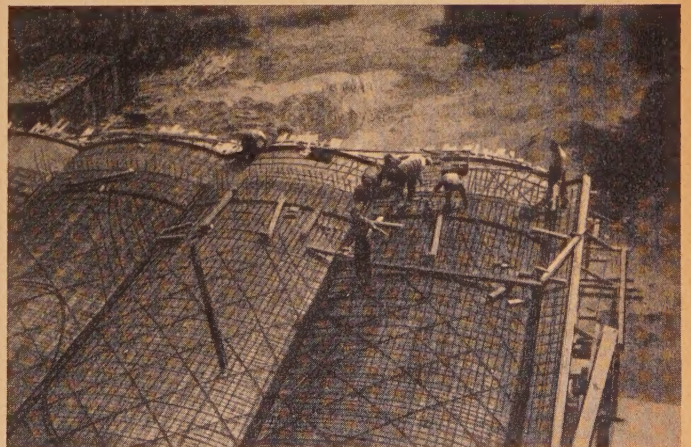
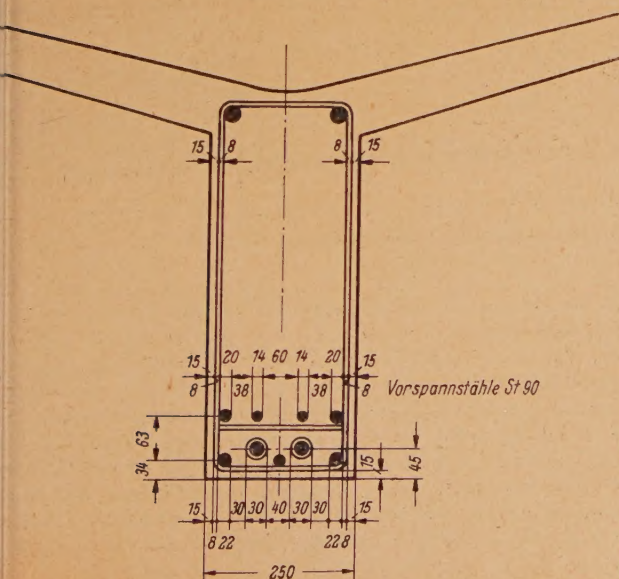


Bild 6. Bewehrung der Schalen.

Formänderungen, welche keine Biegemomente in den Stützen hervorrufen können, die Windlasten übernimmt.

Parallel zu den zylindrischen Schalgewölben der Dachhaut sind von der Unterkante der Randträger aus Rabitzdecken gespannt. Diese wurden von der Bauherrschaft gewünscht, um in den Zwischenräumen der Betonschalen und der Rabitzdecken die Beleuchtungskörper und die Abluftkanäle unterbringen zu können.

Das Dach steigt nach der Fensterfront auf der Südseite um 6% an, um gute Beleuchtungsverhältnisse im Innern des Lesesaales zu

sind eingespannt. Windscheiben erwiesen sich hier nicht als wendig, weil die Biegemomente der Säulen aus den vertikalen Schalenlasten und dem Winddruck auf die Fensterfront wegen geringer Spannweite der Schalenträger bedeutend kleiner als im Lesesaal sind.

Die Durchbiegungen der Ränder der Schalen zwischen Achsen 7 und 8 sind sehr unterschiedlich, weil der Randträger Achse 8 ein drittes Mal unterstützt ist, während der benachbarte Randträger der Achse 7 auf 10,80 m frei trägt. Es war aus di-

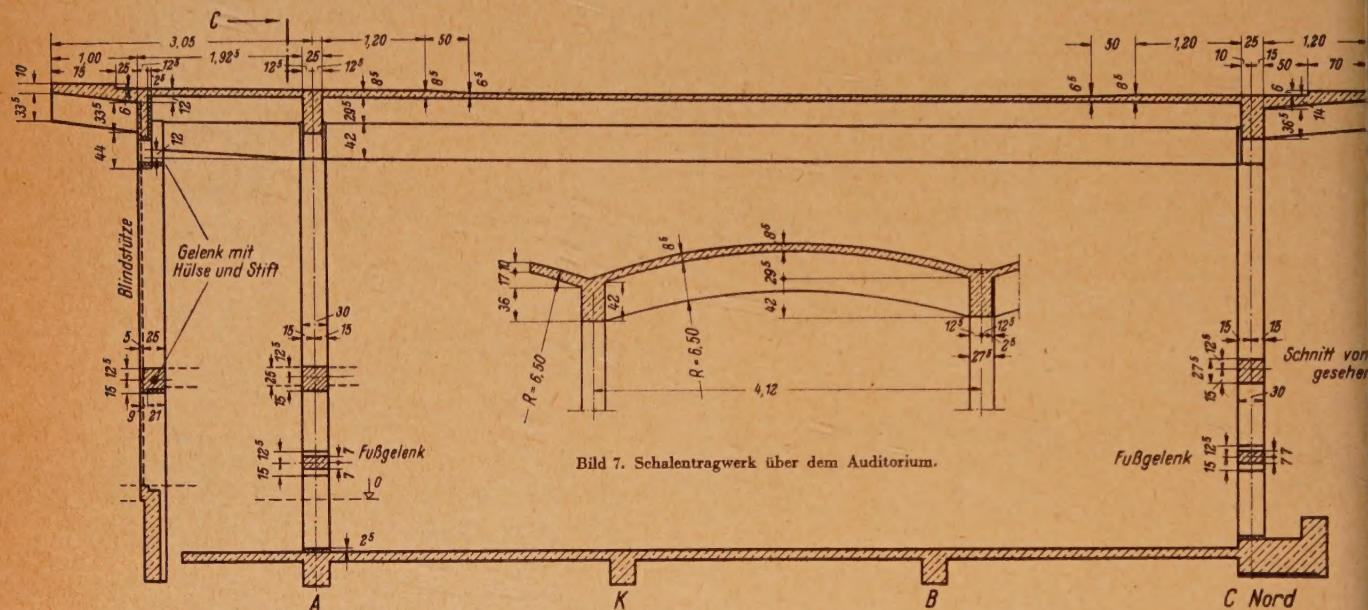


Bild 7. Schalentragsystem über dem Auditorium.

schaffen. Zusätzlich befindet sich in jeder Schale, mit Ausnahme der jeweils zwei äußeren, in der Nachbarschaft des Hochbaues ein Oberlicht von 1 m Breite und 5 m Länge, das den Zweck hat, auch die von der Fensterfront abgelegenen Teile des Saales mit ausreichendem Tageslicht zu versorgen.

Auf der Südseite ragen die Schalen als Sonnenschutz um 1,45 m über die Fensterflächen hinaus. Die in der Fensterflucht an der Dachhaut hängenden Betonschürzen von 12,5 cm Dicke haben nur den Zweck, eine befriedigende Unterbringung der Vorhänge zu ermöglichen.

Die Eingangshalle und das Auditorium.

Diese durch eine Fuge in Achse C vom Lesesaal abgetrennten Teile des Flachbaues sind in architektonischer und konstruktiver

Grunde erforderlich, die Schalenbewehrung entsprechend zu stärken.

Eine 6 cm dicke Korklage, die von zwei Lagen Dachpappe geschützt ist, bildet die sehr reichliche Wärmedämmschicht auf Oberseite der Betonschalen. Der auf der Innenseite der Rabitzdecke angebrachte Akustikputz verhindert störende Geräusche innerhalb der z. T. großen Räume des Flachbaues. Sämtliche den Windscheiben oder dem Mauerwerk gebildeten Flächen sind den Außenseiten mit 4 cm dicken hellgrau getönten Kunststeinplatten verkleidet.

3. Der Hochbau.

Die beiden Längsfronten des Hochbaus sind oberhalb des

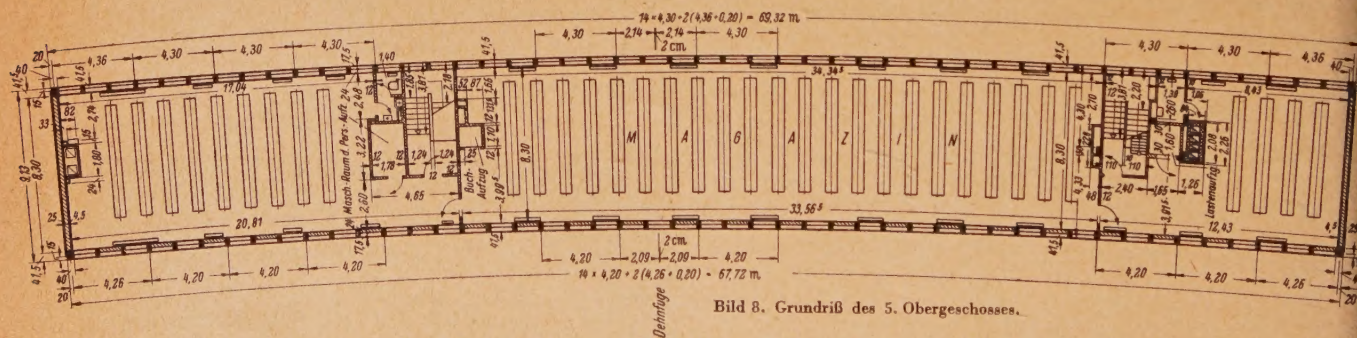


Bild 8. Grundriß des 5. Obergeschosses.

Hinsicht grundsätzlich ebenso wie der Lesesaal ausgebildet (Bild 7). Die Schalen besitzen jedoch nur eine Dicke von 6,5 cm und die Höhe der Randträger ist auf 42 cm verringert worden. Wegen der kleinen Trägerspannweite der Schalen, die in der Eingangshalle 5,80 m und im Auditorium 10,80 m beträgt, war eine Vorspannung der Randträger nicht notwendig. Die Schale über der Bühne wurde für eine zusätzliche Belastung von 150 kg/m², welche durch angehängte Vorhänge u. ä. entstehen kann, bemessen.

Die Stützen A, C Nord 0 bis 2 und A, B 9 bis 11 sind nach den gleichen Gesichtspunkten, die für die Säulenausbildung des Lesesaales maßgebend waren, mit Fußgelenken versehen, die übrigen

geschosses in ein rechteckiges Raster von nur 28 cm breiten Stützen und Balken gegliedert (Bild 1). Auf je einen kräftigen Träger der Achsen B und D in Höhe der Erdgeschoßdecke setzen sich jeweils diejenigen zwei Stützenstränge ab, welche sich zwischen den Achsen 8 bis 24 befinden, während die Senkrechten des Raster den Achsen selbst als tragende Säulen des Bauwerkes durch Erd- und Kellergeschoß hindurchlaufen und in den Fundamenten eingespannt sind. Eine Dehnungsfuge zwischen den Achsen 16 und 17 zerlegt den Hochbau in zwei voneinander vollständig trennbare Teile. Bild 8 zeigt als Beispiel das 5. Obergeschoss Grundriß.

en des geringen Abstandes der Rahmen von nur 1,40 m
 er in waagerechter Richtung starren massiven Geschoßdecken
 die statische Berechnung in der Weise vereinfacht werden,
 die Steifigkeiten der Stäbe von je zwei Zwischenrahmen zu
 igen der entsprechenden Stäbe des bis in die Fundamente
 den Hauptrahmens hinzugefügt und die inneren Kräfte eines
 standenen ideellen Rahmens ermittelt wurden. Die Verteilung
 rechneten Schnittkräfte auf die Stäbe der Haupt- und Zwi-
 rahmen, wiederum entsprechend den Stabsteifigkeiten, er-
 eine ausreichend genaue Bemessung.

nach außen hervortretenden Flächen des Rasters, der bei-
 längsbalken und der Stützen wurden als Sichtbeton ge-
 en. Dicht verlegte Schieferplatten von 10 cm Seitenlänge
 diejenigen Gefache des Rasters aus, die keine Fenster ent-
 . Durch Verwendung von Schiefer aus zwei verschiedenen
 en mit von einander abweichenden Farbtönungen werden die
 en Felder in reizvoller Weise belebt. Die Giebel sind mit
 leichen hellen Kunststeinplatten verkleidet, die auch beim

Flachbau verwendet wurden. Es ist vorgesehen, das gesamte Ge-
 bäude mit einer Grünanlage zu umgeben.

Das im Berliner Stadtbild durch seine Architektur neuartig wir-
 kende Gebäude wurde von einer Architektengruppe, bestehend aus
 den Herren Professoren Jobst, Kreuer und Dipl.-Ing. Wille von
 der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg sowie Herrn
 Dipl.-Ing. Bornemann entworfen. Die statische Bearbeitung des
 Hochbaues war dem Büro Prof. Dr.-Ing. Bickenbach über-
 tragen, diejenige des Flachbaues lag in Händen des Ver-
 fassers. Entsprechend der immer noch schwierigen Lage am Ber-
 liner Baumarkt wurden an der Ausführung des Hochbaues
 drei Unternehmungen beteiligt, und zwar die Berliner Nieder-
 lassungen der Firmen Lenz-Bau AG, Polensky & Zöllner und Her-
 mann Streubel K.G.; den Flachbau führten die Firmen
 Dyckerhoff & Widmann K.G. und Wayss & Freytag A.G. aus.
 Alle beteiligten Unternehmungen haben den hohen Anforderungen
 entsprochen, die an die Güte ihrer Arbeit, besonders in bezug auf
 den Sichtbeton, gestellt werden mußten.

Der Halbstreifen mit einer Achsiallast in der kurzen Seite.

Von Dr.-Ing. Hermann Bay, Frankfurt a. M.

gemeines.

Halbstreifen als ebenes Problem liegt u. a. dann vor, wenn
 wendig wird, zur Vermeidung von Zugspannungen am unteren
 eines wandartigen Trägers eine Vorspannung in Richtung
 Randes einzutragen (Bild 1). Auch bei neueren Aufgaben des
 enbaues kommt diese Auf-
 vor, wenn nämlich eine direkt

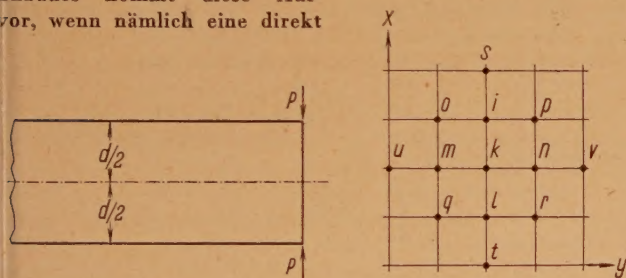


Bild 1.

Bild 2.

eine Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung frei von Zug-
 spannungen gehalten werden soll. In beiden Fällen wird es darauf
 kommen, längs des freien Randes, also in unserem Falle
 der kurzen Seite des Halbstreifens, eine achsiale Vorspan-
 nung die Scheibe einzutragen, so daß in der Nähe des Platten-
 randes ein System von Druckspannungen erzeugt wird, das den in
 der Platte aus den äußeren Belastungen herrührenden Zugspan-
 nungen gleich und entgegengesetzt ist.

Lösung wird auf vier verschiedenen Wegen gezeigt, aus
 Vergleich ersichtlich ist, wie weit auf einfachstem Wege mit
 den Mitteln der Baustatik ein qualitativ und quantitativ im
 en der erforderlichen Genauigkeit befriedigendes Ergebnis
 werden kann.

Lösungsweg: Mit Differenzenrechnung.

Bipotentialgleichung

$$\Delta \Delta F = 0$$

in Form einer Differenzengleichung angeschrieben, wobei die
 zeichnung aus Bild 2 hervorgeht.¹⁾ In Anlehnung an
 ne Probleme über die Ausbreitung von Lasten in das Schei-
 tere hinein ziehen wir von dem Halbstreifen nur einen qua-
 ch begrenzten Bezirk $a = b = 1$ in Betracht. Dann kann für
 wählte Maschennetz (Bild 3) für jeden Maschenpunkt die
 enzungleichung

$$20 z_k - 8 (z_l + z_i + z_m + z_n) + 2 (z_p + z_q + z_r + z_o) + z_t + z_s + z_v + z_u = 0$$

angeschrieben werden, d. h. so oft, als Unbekannte vor-
 sind. Als Randbegrenzung muß dann angesetzt werden:

alle 4 Ränder

$$z = 0$$

uch Bay, Über einige Fragen der Spannungsverteilung in dreieckigen und recht-
 scheiben. Bauing. 19 (1938) Heft 23/24 S. 349 ff.

für den unteren Rand, d. h. die kurze Seite des Halbstreifens

$$\frac{\partial z}{\partial y} = -P$$

und für die übrigen drei Ränder

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial z}{\partial y} = 0.$$

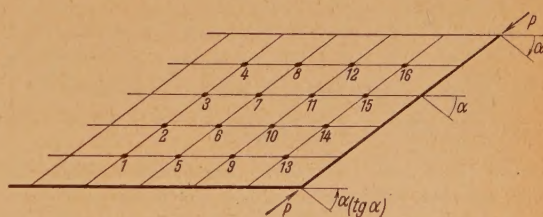


Bild 3.

Das Gleichungssystem ist in Tafel 1 angegeben. Seine Auflösung
 ergibt mit Hilfe des Gaußschen Algorithmus die folgenden Werte:

$$\begin{aligned} z_1 &= z_4 = 0,029 P/5 & z_9 &= z_{12} = 0,187 P/5 \\ z_2 &= z_3 = 0,071 P/5 & z_{10} &= z_{11} = 0,337 P/5 \\ z_5 &= z_8 = 0,093 P/5 & z_{13} &= z_{16} = 0,253 P/5 \\ z_6 &= z_7 = 0,208 P/5 & z_{14} &= z_{15} = 0,404 P/5 \end{aligned}$$

In der Netzgeraden $z_2 - z_6 - z_{10} - z_{14}$ ergeben sich damit die
 Spannungen:

$$\sigma_y = +0,71 P/d; +0,33 P/d; 0; -0,33 P/d; -2,37 P/d; -5,95 P/d.$$

Nach Navier würden sich als Randspannungswerte ergeben

$$\sigma_x = -P/d \pm \frac{P \cdot d/2}{d^2/6} = +2 P/d.$$

Das Spannungsbild selber ist in Bild 4 aufgetragen.

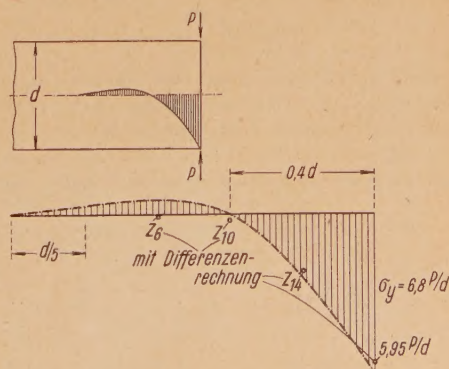


Bild 4.

3. 2. Lösungsweg mit Hilfe einer Spannungsfunktion.

Nach früheren Arbeiten des Verfassers¹⁾²⁾ kann die Analogie zwischen Plattenbiegung und Scheibenproblem dazu benutzt werden, um eine analytische Lösung für den vorliegenden Belastungsfall zu finden. Die Biegefläche einer mit einem einseitigen Konsolmoment belasteten, vierseitig gelagerten Platte, deren Ränder senkrecht zum belasteten Rand voll eingeklemmt sind, kann durch die folgende Fourier-Entwicklung angegeben werden:

$$w = -\frac{2m_o a^2}{N \cdot \pi^3} \sum_{1,2,3\dots} \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} \sin \frac{n\pi x}{a} + \frac{4m_o a^2}{N \cdot \pi^3} \sum_{1,2,3\dots} \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} \frac{\cos \frac{n\pi y}{a} (\sin \alpha + \alpha \cos \alpha) - \sin \alpha \cdot \frac{n\pi y}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{a}}{2\alpha + \sin 2\alpha} \sin \frac{n\pi x}{a}$$

$$\alpha = \frac{n\pi d}{2a}$$

Die angegebene Funktion hat die Eigenschaft, daß sie wegen Fehlens einer äußeren Plattenlast die Differentialgleichung

$$\Delta \Delta F = 0$$

befriedigt und außerdem entlang den Seiten $x = 0$ und $x = a$ folgende Werte hat:

$$w = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial x} = \operatorname{tg} \alpha = -\frac{2m_o a}{N\pi^2} \sum_{1,2,3\dots} \frac{(-1)^{n-1}}{n^2} \cos \frac{n\pi x}{a} + 4 \frac{m_o a}{N\pi^2} \sum_{1,2,3\dots} \frac{(-1)^{n-1}}{n^2} \frac{\cos \frac{n\pi y}{a} (\sin \alpha + \alpha \cos \alpha) - \sin \alpha \cdot \frac{n\pi y}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{a}}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cos \frac{n\pi x}{a}$$

Es entspricht aber eine konstante Einspannung senkrecht zum Rand, wie aus der Analogie zwischen Plattenbiegung und Scheibenproblem folgt, einem spannungslosen Rand; der Wert

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial \operatorname{tg} \alpha}{\partial y} = -\frac{4m_o}{N\pi} \sum_{1,2,3} \frac{(-1)^{n-1}}{n} \frac{\cos \frac{n\pi y}{a} \cdot \frac{n\pi y}{a} \cdot \sin \alpha - \sin \frac{n\pi y}{a} \cdot \cos \alpha}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \cos \frac{n\pi y}{a}$$

besagt, daß bei Vorgabe der Veränderung des Richtungswinkels längs eines Randstückes die Schubspannung am Rande festgelegt ist. Die elastische Fläche stellt also auch die Spannungsfunktion einer rechteckigen Scheibe dar, die entlang den Seiten $y = \pm d/2$ spannungslos ist und die durch Schubkräfte in der Seite $x = a$ beansprucht wird. Die aus diesen Randschubspannungen resultierende Schubkraft S kann man nun zusammenfassen als eine Achsialkraft in Richtung des Randes. Den Übergang vom Biege- zum Spannungsproblem können wir dadurch herstellen, daß wegen Bestehens der Gleichung:

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

entlang der Seite $y = 0$ die Summe der Normalspannungen gleich der äußeren Kraft S (P) sein muß. Wir erhalten damit den Zusammenhang zwischen dem äußeren Moment M_o des Biegeproblems und der äußeren Kraft S (P). Die der elastischen Fläche entsprechende Airysche Spannungsfunktion F hat daher die Form:

$$F = -\frac{2a^2 m_o}{N\pi^3} \sum_{1,2,3} \frac{(-1)^{n-1}}{n^3} \sin \frac{n\pi x}{a} + \frac{4a^2 m_o}{N\pi^3} \sum_{1,2,3} \frac{(-1)^{n-1}}{n^3}$$

¹⁾ Bay, Rechteckige Platten mit einer gleichmäßigen Konsolbelastung, Ingenieur-Archiv 8. Bd. (1937) S. 4ff.

$$\cos \frac{n\pi y}{a} (\sin \alpha + \alpha \cos \alpha) - \frac{n\pi y}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{a} \cdot \sin \alpha$$

$$\frac{m_o}{N} = C \cdot \frac{P}{a}, \quad C = \frac{1}{\frac{1}{2} - \frac{8}{\pi^2} \sum_{1,3,5} \frac{1}{n^2} \frac{\sin \alpha + \alpha \cos \alpha}{2\alpha + \sin 2\alpha}}$$

Die uns am meisten interessierenden Spannungen entlang Geraden $y = 0$ werden damit:

$$\sigma_y = -\frac{P}{a} C + \frac{4P}{\pi} \cdot \frac{C}{a} \sum_{1,2,3} \frac{(-1)^{n-1}}{n} \frac{\sin \alpha + \alpha \cos \alpha}{2\alpha + \sin 2\alpha} \sin \frac{n\pi y}{a}$$

Die zahlenmäßige Auswertung des durch diese Gleichung dargestellten Spannungsdiagramms zeigt Bild 4.

4. 3. Lösungsweg. Genäherte Lösung.

Schneidet man den Parallelstreifen mit den zwei Einzellen an seinen Ecken in der Symmetrieachse auf, legt den so erhaltenen Halbstreifen auf eine unnachgiebige feste Unterlage lang der aufgeschnittenen Mittellinie, so erhält man je einen

ger, dessen neue Mittelachse in $\frac{d}{4}$ Einsenkungen erfährt,

den aus der Belastung erzeugten Pressungen senkrecht zur Mittellinie proportional gesetzt werden können³⁾. Die vorliegende Spannungsaufgabe der Ermittlung der Ausbreitung einer Eckeinzelbelastung beim Halbstreifen kann daher identisch gesetzt werden mit einem Halbstreifen auf elastischer Unterlage, der in der Ecke mit einer Einzellast senkrecht zum Rand des Halbstreifens beansprucht wird. Die bekannte Lösung für den Halbstreifen auf elastischer Unterlage mit einer Einzellast in der Ecke lautet:

$$\xi = -\frac{2P}{b \cdot K \cdot L} e^{-\eta} \cdot \cos \eta$$

wo bedeutet:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{b \cdot K}}, \quad K = \text{Bettungsziffer}$$

$$\eta = y/L.$$

Die hier enthaltene zunächst unbekannte Bettungsziffer ist in den vorliegenden Fall als eine Funktion der Spannungen σ_x zu betrachten. Nimmt man den Durchgang der Pressungen σ_x durch

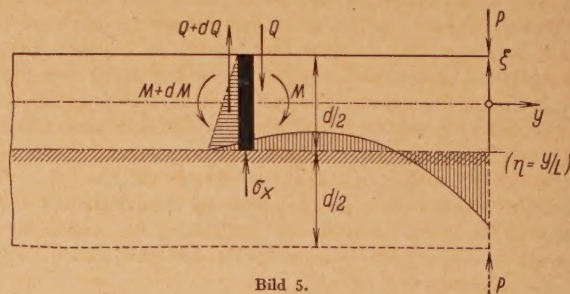


Bild 5.

die Scheibe hindurch in Querrichtung des Halbstreifens näherungsweise geradlinig an Bild 5, so bestimmt sich die Bettungsziffer K durch:

$$K = \frac{16E}{3d}$$

und der Wert L nimmt damit die Größe an:

$$L = \frac{d}{3,4} \sim 0,3d$$

so daß sich für die Pressungen σ_x entlang der Mittellinie mit zwei Einzellasten belasteten Halbstreifens folgender einfacher Ausdruck ergibt:

$$\sigma_x = K \cdot \xi = -\frac{6,8P}{b \cdot d} \cdot e^{-\eta} \cdot \cos \eta.$$

Die durch diese Beziehung dargestellte Spannungsverteilung der in Bild 4 gezeigten analog. Man erkennt, wie durch Benützung

³⁾ s. auch Bay, Der freiaufliegende wandartige Träger im Stadium II, Bauingenieur 20 (1939), S. 375—79ff.

her Beziehungen, wie sie etwa durch den Träger auf elastischer Unterlage in der normalen Baustatik als bekannt anzusehen sind, qualitativ und quantitativ gute Näherungen erzielt werden können.

Variante zur dritten Lösung

Man kann mit Hilfe des Begriffs des Trägers auf elastischer Unterlage eine Näherungsmethode entwickeln, die aus der Analogie der Durchbiegungsfläche einer allseitig gelagerten Platte mit der Spannungsfläche des ebenen Spannungszustandes hervorgeht. Wir dabei die schon oft von uns benutzte Analogie der Plattenanalogie mit dem ebenen Spannungszustand als bekannt voraus, und eine den Randbedingungen der Spannungsaufgabe entlang der Ränder entsprechend gelagerte Platte als Biegefläche, die der Spannungsfläche analoge Fläche besitzt. Im vorliegenden Fall verfahren wir unter Hinweis auf Bild 6 folgendermaßen:

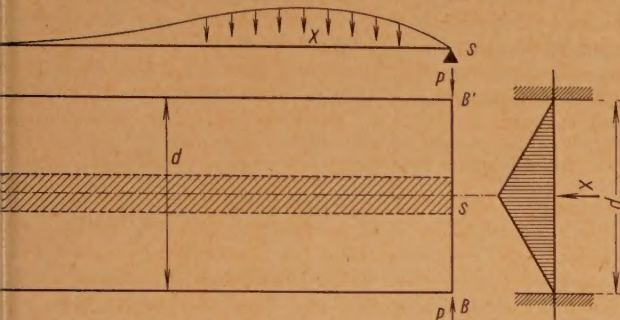


Bild 6.

Man stellt sich einen einfach gelagerten Balken von beliebiger Stützweite l vor. Wir an seinem rechten Auflager BB' eine Winkeldrehung α an. Infolge der auch an den gegenüberliegenden Rändern AA' vorhandenen Lagerung, im vorliegenden Fall, da es sich um spannungsfreie Ränder handelt, vollkommene Einklemmung wird die aus der Winkeldrehung bei BB' entstehende Verformung des einfachen Balkens rückfedernd beeinflusst durch die Kräfte X an dem zunächst einfach gelagerten Balken AB an, die die ursprüngliche Ausbiegung des einfachen Balkens aufhebt, während die eingespannten, senkrecht dazu gelagerten Balken durch die Kräfte X in entgegengesetzter Richtung beansprucht werden. Nimmt man der Einfachheit halber an, dass die rückfedernden Kräfte X in Streifenmitte ein Maximum in der Größe der zunächst unbekannten Kraft X erhalten, die nach den Rändern hin proportional dem Abstand von dem Rand abnimmt, d. h. daß einfache Proportionalität vorausgesetzt wird, und in Wirklichkeit diese Gerade eine Kurve unbekannter und höherer Ordnung darstellen wird, so kann der Balken AB als Balken mit elastischer Stützung betrachtet werden, dessen Bettungsziffer K bestimmt wird durch die Federkraft des senkrecht zu den Rändern AB und $A'B'$ gedachten eingespannten Balkens mit dreiecksförmiger Belastung. Denken wir uns die Spannungsfläche des Balkens AB relativ groß gegenüber der Entfernung der Ränder AB und $A'B'$, die wir wieder wie unter 1. mit d bezeichnen, dann erhalten wir die tatsächliche Verbiegung des Balkens durch das Vorhandensein der Ränder AB und $A'B'$ beeinflussen wir als die Biegelinie eines Trägers auf elastischer Unterlage den Halbstreifen. Setzen wir nach der bekannten Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage mit dessen üblicher Bezeichnung die Gleichung dieser Biegelinie den Wert

$$\xi = B \cdot e^{-\eta} \cdot \sin \eta,$$

wo B eine beliebige Konstante ist, die sich aus den Randbedingungen des Halbstreifens ergibt und die wir aus der Bedingung ermitteln können, daß für $\eta = 0$ der Drehwinkel $\tan \alpha = P$ als gegebene Größe einzuführen ist. Da aber

$$\tan \alpha = -P = \frac{d\xi}{dy} = \frac{d\xi}{d\eta} \cdot \frac{1}{L},$$

ergibt sich mit

$$\frac{d\xi}{d\eta} = B e^{-\eta} \cdot (-\sin \eta + \cos \eta)$$

sofort

$$B = -P \cdot L$$

und die Gleichung der elastischen Linie des Halbstreifens mit einer Winkeldrehung $\tan \alpha = P$ an der Querseite des Halbstreifens ist damit anzuschreiben zu:

$$\xi = -P \cdot L \cdot e^{-\eta} \cdot \sin \eta$$

Da aber beim ebenen Spannungsproblem

$$\frac{d^2 \xi}{dy^2} = \sigma_x = \frac{d^2 \xi}{d\eta^2} \cdot \frac{1}{L^2}$$

gesetzt werden kann und da beim ebenen Problem die Verdrehung $\tan \alpha = -P$ einer Einzellast von der Größe P entspricht — es macht bekanntlich an der Stelle der Einzellast den Richtungswinkel parallel zum Rand einen Sprung um den numerischen Betrag der Kraftgröße selber — ist durch den Ausdruck

$$\sigma_x = \frac{d^2 \xi}{d\eta^2} \cdot \frac{1}{L^2} = -\frac{2P}{L} e^{-\eta} \cdot \cos \eta$$

die Spannungsverteilung in einem Halbstreifen, der in den Ecken durch eine Einzellast P beansprucht wird, gekennzeichnet.

Wir haben nur noch notwendig, die in diesem Ausdruck enthaltene Bettungsziffer K mit ihrem hier eigentümlichen Wert einzuführen. Diese folgt sofort aus der Bedeutung der Bettungsziffer, die in unserem Falle als diejenige Kraft definiert werden kann, die die Durchbiegung 1 am beiderseits eingespannten Balken mit dreiecksförmiger Belastung hervorruft. Da die Durchbiegung des so belasteten beiderseits eingespannten Balkens den Wert

$$f = \frac{x l^4}{550 E J}$$

hat, folgt hier die Bettungsziffer zu

$$K = \frac{550 E J}{d^4},$$

und damit wird der Wert $\frac{1}{L} = \frac{3,4}{d}$, so daß die Spannung σ_x

entlang der Symmetrielinie des Parallelstreifens, der durch eine Einzellast auf die freie Seite beansprucht ist, in der einfachen Gleichung

$$\sigma_x = -\frac{6,8 P}{d} \cdot e^{-\eta} \cdot \cos \eta$$

angeschrieben werden kann. Wie man erkennt, ist diese Beziehung identisch mit dem auf Grund ganz anderer Anschauungen, jedoch ebenfalls unter Benützung des Begriffes elastischer Lagerung eines auf Moment und Querkraft beanspruchten gewöhnlichen Balkens gewonnenen Ergebnisse der Ziffer 4.

Für die Praxis erkennt man hieraus, daß, wenn es gelingt, einen Teil einer Spannungsfläche aus der allgemeinen Betrachtung herauszulösen und sie entsprechend den angegebenen Randbedingungen zu verbiegen, es mit den einfachsten Mitteln elastisch gelagerter Balkenelemente möglich ist, verhältnismäßig gut zutreffende und für die Genauigkeit der Praxis brauchbare Ergebnisse zu erzielen.

Rechenbeispiel für eine einfache Brücke aus Spannbeton.

Mitgeteilt vom Lehrstuhl für Stahlbetonbau der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg.

(Fortsetzung aus Heft 5)

is der schiefen Hauptzugspannungen.

bisher durchgeführten Berechnungen erstreckten sich auf die Ermittlung der Normalspannungen σ im Mittelschnitt I. Ebenso sind die Normalspannungen der übrigen Schnitte zu bestimmen. Neben

den Normalspannungen treten in den Querschnitten Schubspannungen τ auf, die sich mit den Normalspannungen σ zu Hauptspannungen zusammensetzen. Bei nicht vorgespanntem Stahlbeton, der nur durch Biegemomente und Querkraften (ohne Längskräfte)

beansprucht und der auf Grundlage des Stadiums II mit gerissener Zugzone bemessen wird (Zugspannungen im Beton bleiben unberücksichtigt), verläuft die größte Hauptzugspannung des Querschnitts unter 45° zwischen den Bewehrungen und der neutralen Faser. Sie hat die Größe der gleichzeitig auftretenden Schubspannung und ist dort wirksam, wo die Schubspannungen ihren Maximalwert erreichen und die Zugspannungen Null sind (Bild 8a).

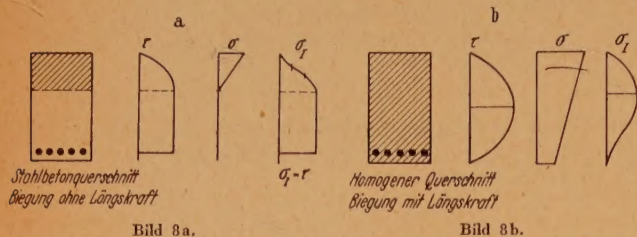


Bild 8a.

Bild 8b.

Innerhalb der Druckzone wird die Hauptzugspannung durch die Betondruckspannungen um so mehr abgebaut, je stärker letztere wachsen. Gleichzeitig vergrößert sich der Winkel der Hauptzugspannungen, bis die Hauptzugspannung an der oberen Faser des Querschnitts eine Neigung von 90° gegen die Waagerechte erreicht und dort auf Null abnimmt. Bekanntlich haben in normalen Stahlbetonträgern die Schrägstähle die größten Hauptzugspannungen aufzunehmen, sie verlaufen demnach gewöhnlich unter 45° durch die neutrale Faser und die Zugzone.

Tritt zu den Biegemomenten und Querkraften noch eine äußere Längsdruckkraft, so vermindern sich die Hauptzugspannungen gegenüber denjenigen Werten, die bei Fehlen der Längskraft vorhanden wären. Während in Stahlbetonquerschnitten, die nur durch Biegung beansprucht werden, Ort, Richtung und Größe der größten Hauptzugspannung leicht anzugeben sind, ist dies bei Biegung mit Längskraft nur über eine Versuchsrechnung möglich. Der Grund hierfür liegt darin, daß im letzteren Fall das Maximum der Schubspannungen τ nicht mit der Nullstelle der Normalspannungen σ zusammenfällt (Bild 8b).

Die Querschnitte eines Spannbetonträgers werden ebenfalls durch Biegemomente, Längs- und Querkraften beansprucht. Nach DIN 4227, 13 und den Erläuterungen hierzu sind die Hauptzugspannungen für den Gebrauchslastenzustand und für die rechnerische Bruchlast nachzuweisen. In beiden Fällen dürfen gemäß DIN 4227⁶⁾ 13.21 die Hauptzugspannungen im Stadium I ermittelt werden, wobei die in Tafel VI, Zeile 21 bis 26 bzw. Zeile 27 bis 32 angegebenen Grenzwerte zu beachten sind.

Die Extremwerte der Normalspannungen σ ergeben sich aus Lastzusammenstellungen, die vorauszusagen gewöhnlich keine Schwierigkeiten bereitet. Im Gegensatz dazu muß man bei Bestimmung der größten Hauptzugspannungen in verschiedenen Versuchsrechnungen prüfen, ob die größte Querkraft, kombiniert mit dem zugehörigen Biegemoment und der Normalkraft ungünstigere Hauptzugspannungen liefert als das größte Biegemoment einschließlich der zugehörigen Normalkraft, kombiniert mit der zum Biegemoment gehörenden Querkraft. Bei dem vorliegenden Beispiel einer Balkenbrücke ohne Querträger innerhalb der Spannweite kommt noch eine Beanspruchung der Hauptträger aus Torsion hinzu, die wiederum für sich allein andere ungünstigere Laststellungen bedingt als die beiden vorher gekennzeichneten Fälle. Im Rahmen des zur Verfügung stehenden Raumes wurde hier auf die Wiedergabe der verhältnismäßig verwinkelten Torsionsberechnung verzichtet, obwohl sie zu bedeutenden Spannungen führen kann.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß die Ermittlung der Hauptzugspannungen einen im Vergleich zur Bestimmung der Normalspannungen recht großen Aufwand an Rechenarbeit erfordert. Es kommt hinzu, daß zwischen den Zuständen vor Herstellung und nach Herstellung des Verbundes zu unterscheiden ist, und daß die Hauptzugspannungen auch für die rechnerische Bruchlast nachzuweisen sind. Verschiedentlich mag es gelingen, durch Überschlagsrechnungen aus der Vielzahl der Möglichkeiten die eine oder andere als unwesentlich auszuschließen.

Die Berechnung der Schubspannungen wird nach der bekannten

Gleichung $\tau = \frac{Q S}{b \cdot J}$ durchgeführt, die Hauptzugspannungen errechnen sich nach

$$\sigma_{I, II} = -\frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2},$$

die Abweichung φ der Hauptzugspannung gegenüber der Waagerechten ergibt sich aus $\tan 2\varphi = \frac{\tau}{\sigma/2}$.

Wegen der nur kleinen Querkraft in Feldmitte (Schnitt I) wird hier zweckmäßigerweise die Berechnung für einen Schnitt in der Nähe des Auflagers gezeigt.

Hauptzugspannungen des Schnittes III im Gebrauchslastenzustand

Eigengewicht und Vorspannung. In diesem Lastenzustand ist der Verbund noch nicht vorhanden. Die Hauptzugspannungen werden in sechs verschiedenen Fasern des Querschnitts ermittelt, deren Abstände von der oberen Begrenzung des Querschnitts 0 cm, 22 cm, 55 cm, 1,0 m, 1,5 m und 1,8 m betragen (Bild 9a). Früher wurde bereits $F_b = 1,738 \text{ m}^2$, $J_b = 0,5216$

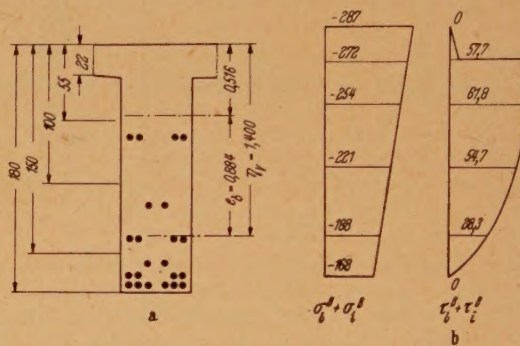


Bild 9a.

Bild 9b.

und $\eta_b = 0,516 \text{ m}$ berechnet. Die statischen Momente der oberhalb der genannten sechs Fasern liegenden Flächenteile, bezogen auf die Schwerachse des reinen Betonquerschnitts, sind $S_{b,0} = 0$, $S_{b,22} = 0,391 \text{ m}^3$, $S_{b,55} = 0,413 \text{ m}^3$, $S_{b,100} = 0,354 \text{ m}^3$, $S_{b,150} = 0,170 \text{ m}^3$, $S_{b,180} = 0$.

Die Querkraft aus Eigengewicht ist (x = Abstand des Schnitts vom Auflager, s. Bild 2)

$$Q_g = +A - g \cdot x = +g \left(\frac{l}{2} - x \right) = +4,42 (15 - 5) = 44,20 \text{ t}$$

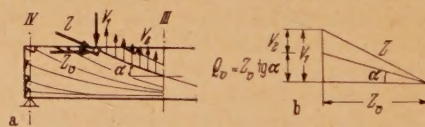


Bild 10a.

Bild 10b.

Eingekrümmter Spannstang, beispielsweise in Bild 10a statisch ausgezogene, übt an seiner Verankerungsstelle und in den Krümmungen

Kräfte auf den Balken aus. Die Vertikalkomponente der Kraft Z an der Verankerung ist die nach unten gerichtete Kraft V_1 (Bild 10b). Längs des Spannstahls entstehen als Folge der Krümmung nach oben wirkende Kräfte, deren Summe gleich V_2 ist. $V_1 - V_2 = Z_v \tan \alpha = Q_v$ ist also eine Belastung, die die Querkraft Q_g vermindert. Man erhält Q_v für alle den Schnitt schneidenden Stränge, in dem man die Winkel α am besten aus einer Zeichnung ausreichend großen Maßstabes entnimmt und den Tangens des entsprechenden Winkels mit $Z_v = \sigma_{ev} F$ multipliziert. Hierin ist σ_{ev} die früher berechnete, bei der Vorspannung entstehende Beanspruchung der Spannstähle, welche in jeder Laststellung verschieden groß ist. F_{ev} ist der Gesamtquerschnitt eines einzelnen Stranges.

Zahlentafel 4.

Strang	$\tan \alpha$	Zahl der Spannstähle	$F_{ev} \text{ cm}^2$	σ_{ev}	Z_v	$Z_v \cdot \tan \alpha$
a, b	0	6	31,86	4,099	130,50	0
c	0,05	4	21,24	4,122	87,55	4,38
d	0,11	2	10,62	4,122	43,75	4,86
e	0,18	4	21,24	4,145	87,90	15,82
f	0,30	2	10,62	4,145	44,00	13,20
g	0,40	4	21,24	4,167	88,60	35,46
		22			482,3 t	43,72

⁶⁾ Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung sowie Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227 von Prof. Dr.-Ing. Hubert Rüsch, Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn.

Abstand des Schwerpunktes der Kräfte Z_v vom oberen Rand
sich aus einer kurzen zusätzlichen Rechnung mit den Werten
Zahlentafel 4 zu 1,400 m. Der Schwerpunkt des reinen Beton-
schnittes liegt, wie früher ermittelt wurde, 0,516 m vom
n Rand entfernt. Damit ist der Abstand der Kraft $\sum Z_p =$
t vom Schwerpunkt des Betonquerschnittes $e'_b = 1,400 -$
= 0,884 m.

Querkraft im Lastfall Eigengewicht und Vorspannung ist
 $Q_{g+v} = Q_g - Q_v = 44,20 - 43,72 = +0,48$ t.

folgt die Schubspannung im Beton zu

$$\tau^B = \frac{Q_{g+v} S_b}{J_b b} = \frac{0,48}{0,5216 \cdot 0,50} S_b = 1,84 S_b.$$

Normalspannungen sind

$$\sigma^B = -\frac{Z_v}{F_b} - \frac{M_g - Z_v e'_b}{J_b} y_b.$$

Eigengewichtsmoment im Schnitt III ist

$$M_g = 497,39 \cdot \frac{5}{9} = 276,33 \text{ tm.}$$

ist, wenn y_b den Abstand der jeweils betrachteten Beton-
von der Schwerachse des Betonquerschnittes bezeichnet,

$$\frac{482,3}{1,738} - \frac{276,33 - 482,3 \cdot 0,884}{0,5216} y_b = -277,50 + 287,62 y_b.$$

der Zahlentafel 5 sind die Schubspannungen, Normalspannun-
und Hauptspannungen der sechs verschiedenen Fasern be-
set.

Zahlentafel 5.

y_b	σ_b^B	S_b	τ^B	$\frac{\sigma^B}{2}$	$\left(\frac{\sigma^B}{2}\right)^2$	τ^2	σ_I	σ_{II}	φ
0,516	-129	0	0	-64,5	64,5 ²	0	0	-129	90°
0,296	-192	0,391	0,7	-96,0	96,0 ²	0,5	0	-192	90°
-0,034	-287	0,413	0,8	-143,5	143,5 ²	0,6	0	-287	90°
-0,484	-417	0,354	0,7	-208,5	208,5 ²	0,5	0	-417	90°
-0,984	-561	0,170	0,3	-280,5	280,5 ²	0,1	0	-561	90°
-1,284	-647	0	0	-323,5	323,5 ²	0	0	-641	90°

geringe Querkraft Q_{g+v} verursacht, wie Zahlentafel 5 zeigt,
kleine Schubspannungen, die zusammen mit den hohen Nor-
malspannungen so geringe Hauptzugspannungen erzeugen,
die sich im Rahmen der Rechengenauigkeit nicht bemerkbar
sind.

Eigengewicht, Vorspannung, Nutzlast, Kriech-
und Schwinden. Die Nutzlast wirkt auf den Balken,
dem Verbund zwischen Beton und Spannstählen hergestellt ist.
Gleichung für den Abfall Z_t der Spannkraft durch Kriechen
Schwinden ist zwar auf den Betonquerschnitt allein bezogen,
ist es zulässig, zur Vereinfachung der Berechnung der Haupt-
spannungen das Ergebnis auf den Verbundquerschnitt zu über-
tragen, da die Kriechzahl φ_∞ und die Schwindzahl ε_∞ nur ge-
braucht werden können.

Im folgenden Untersuchung wird diejenige Stellung der Nutz-
lastgrundegelegt, welche die größte Querkraft ergibt. Daran-
schließend werden die Ergebnisse der Berechnung der Haupt-
spannungen auch für die Laststellung des größten Biegun-
gsmomentes aus Nutzlast angegeben.

Einflußlinie des Bildes 11 liefert

$$\max Q_p = 30,22 \text{ t}, \quad M_p = 30,22 \cdot 5,0 = 151,1 \text{ tm.}$$

wurden für Schnitt III in gleicher Weise
für Schnitt I ermittelt: $F_i = 1,808 \text{ m}^2$,
0,5932 m⁴, $\eta_i = 0,550$ m. Die statischen
momente S_i der einzelnen Querschnittsteile,
den auf die Schwerachse des Verbund-
schnittes, ergeben sich nunmehr einschließ-
lich der (n-1)-fachen Spannstahlquerschnitte
 $\sigma = 0$, $S_{i,22} = 0,423 \text{ m}^3$, $S_{i,55} = 0,451 \text{ m}^3$,
 $S_{i,100} = 0,399 \text{ m}^3$, $S_{i,150} = 0,209 \text{ m}^3$, $S_{i,180} = 0$.

Kriech- und Schwindabfall Z_t der Spannkraft wird mit der
angewendeten Gleichung und denselben Kriech- und
Schwindwerten wie vorher zu $Z_t = -66,4$ t ermittelt. Unter
der Voraussetzung, daß sich Z_t gleichmäßig auf alle 22 Spannstähle

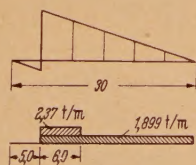


Bild 11.

des Schnittes III verteilt, ist die Querkraft aus dem Kriechabfall
an Hand der Zahlentafel 4

$$Q_t = +\frac{66,4}{22} (4 \cdot 0,05 + 2 \cdot 0,11 + 4 \cdot 0,18 + 2 \cdot 0,3 + 4 \cdot 0,4) = 10,08 \text{ t.}$$

Damit werden die Schubspannungen

$$\tau_i^B = \frac{\max Q_p + Q_t}{J_i b} S_i = \frac{30,22 + 10,08}{0,5932 \cdot 0,50} S_i = 135,80 S_i$$

und die Normalspannungen⁷⁾

$$\sigma_i^B = -\frac{Z_t}{F_i} - \frac{M_p - Z_t e'_b}{J_i} y_i = +\frac{66,4}{1,808} - \frac{151,1 + 66,4 \cdot 0,884}{0,5932} y_i = 36,7 - 354 y_i.$$

In Zahlentafel 6 sind die Schubspannungen und Normalspannun-
gen berechnet, die aus der Nutzlast und dem Kriechen und Schwin-
den entstehen. Diese Größen sind zu denjenigen aus Eigengewicht
und Vorspannung der Zahlentafel 5 hinzuzufügen, und dann sind
die Hauptspannungen und ihre Richtungen zu ermitteln.

Zahlentafel 6.

Schnitt	y_i	σ_i^B	S_i	τ^B	$\sigma_b^B + \sigma_i^B$	$\tau_b^B + \tau_i^B$	σ_I	σ_{II}	φ
0	0,550	-158	0	0	-287	0	0	-287	90,0°
22	0,330	-80	0,423	57	-272	57,7	+12	-284	78,5°
55	0	+37	0,451	61	-254	61,8	+14	-268	77,1°
100	-0,450	+196	0,399	54	-221	54,7	+13	-234	76,9°
150	-0,950	+373	0,209	28	-188	28,3	+4	-192	81,6°
180	-1,250	+479	0	0	-168	0	0	-168	90,0°

Die Hauptzugspannungen σ_I liegen nur wenig über 1 kg/cm², also
weit unterhalb des zulässigen Wertes der DIN 4227, Tafel 6,
Zeile 24. Der Verlauf der verschiedenen Spannungen ist im Bild 9b
dargestellt. Am Übergang von der Platte zum Steg entstehen in
den Kurven die bekannten Sprünge, deren Größe bei Beachtung der
Breite $b = 6,0/2 + 1,6 = 4,6$ m der Platte und $b = 0,50$ m des
Steges leicht nachgeprüft werden kann.

Das größte Biegemoment im Schnitt III aus Nutzlast ist
 $\max M_p = 172,2$ tm, die zugehörige Querkraft beträgt 27,5 t. Mit
diesen Werten und den zugehörigen Schnittkräften aus Kriechen
und Schwinden erhält man die größte Hauptzugspannung in der
Faser 22 zu $\sigma_I = 12$ t/m², sie ist also kleiner als der Größtwert
von σ_I nach Zahlentafel 6.

Hauptzugspannungen des Schnittes III bei rech-
nerischer Bruchlast nach DIN 4227, 13. Die rech-
nerische Bruchlast entspricht den 1,75fachen Schnittkräften aus
Eigengewicht und Verkehrslast und den 1,0fachen Schnittkräften
aus Vorspannung, Kriechen und Schwinden (siehe DIN 4227, 13,23
und 12.1). Es wird nur diejenige Laststellung behandelt, welche
die größte Hauptzugspannung des Gebrauchslastenzustandes ge-
liefert hat. Die Spannungen können durchgehend mit den Quer-
schnittswerten berechnet werden, die im Verbund gültig sind.
Eine Unterscheidung zwischen Spannungen vor und nach Her-
stellung des Verbundes hat bei dem folgenden Rechenverfahren
keinen Sinn, denn die Hauptzugspannungen aus der Bruchlast dür-
fen nach DIN 4227, 13.21, ebenso wie die Hauptzugspannungen
unter Gebrauchslast nach Stadium I, also ohne Beachtung einer
gerissenen Zugzone, berechnet werden, d. h. für einen Zustand,
der im Bruch im allgemeinen nicht vorhanden ist und somit nur
eine Näherung darstellt.

Die Querkraft des Bruchzustandes ergibt sich aus den Querkraft-
anteilen des Gebrauchslastenzustandes zu

$$Q_{Br} = 1,75 (Q_g + \max Q_p) - Q_v + Q_t = 1,75 (44,20 + 30,22) - 43,72 + 10,08 = 96,60 \text{ t.}$$

Das zugehörige Biegemoment ist

$$M_{Br} = 1,75 (M_g + M_p) - (Z_v + Z_t) e'_b = 1,75 (276,33 + 151,1) - (482,3 - 66,4) 0,884 = 380,3 \text{ tm.}$$

Die gleichzeitig wirkende Normalkraft im Querschnitt ist

$$Z_{Br} = Z_v + Z_t = 482,3 - 66,4 = 415,9 \text{ t.}$$

⁷⁾ In Hinblick auf die erreichbare Genauigkeit in der Annahme der Kriech- und Schwind-
endwerte genügt es, in die folgende Gleichung das bereits errechnete e'_b einzusetzen, das
auf Grundlage verschieden großer Kräfte in den einzelnen Spannstählen ermittelt wurde.

Hieraus erhält man die folgenden Spannungen:

$$\tau_{Br} = \frac{Q_{Br} S_i}{J_i b} = \frac{96,60}{0,5932 \cdot 0,50} S_i = 326 S_i,$$

$$\sigma_{Br} = -\frac{Z_{Br}}{F_i} - \frac{M_{Br}}{J_i} y_i = -\frac{415,9}{1,808} - \frac{380,3}{0,5932} y_i = -230 - 641 y_i.$$

In Zahlentafel 7 sind τ_{Br} , σ_{Br} und die zugehörigen Hauptspannungen σ_{IBr} und σ_{IIBr} für die verschiedenen Fasern ausgerechnet und in Bild 12 dargestellt.

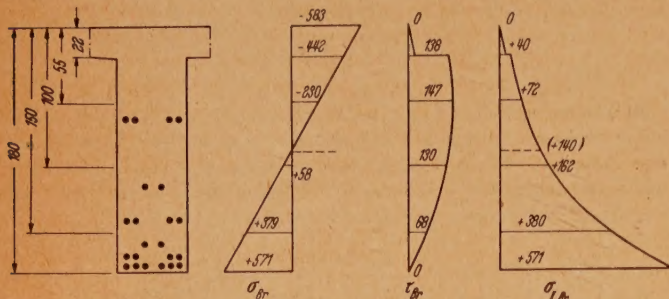


Bild 12.

Zahlentafel 7.

Schnitt	y_i	σ_{Br}	S_i	τ_{Br}	σ_{IBr}	σ_{IIBr}	φ
0	0,550	-583	0	0	0	-583	90°
22	0,330	-442	0,423	138	+40	-482	74°
55	0	-230	0,451	147	+72	-302	64,1°
100	-0,450	+58	0,399	130	+162	-104	38,7°
150	-0,950	+379	0,209	68	+388	-12	9,9°
180	-1,250	+571	0	0	+571	0	0°

Die Reibung im Spannbeton.

Von Dipl.-Ing. Oskar Völter, Stuttgart.

Noch im Februar 1950 wurde in einem Buch über vorgespannten Beton¹⁾ geschrieben:

„Zweifellos würde die Anwendungsmöglichkeit des vorgespannten Betons auf statisch unbestimmte Systeme, in Übereinstimmung mit dem monolithischen Charakter der Eisenbetonbauweise, unter den wünschbaren Fortschritten an erster Stelle stehen. Von einigen Versuchen abgesehen ist dies bis heute nicht gelungen; es bleibt abzuwarten, ob die vorgespannte Bauweise einer derartig erweiterten Verwirklichungsmöglichkeit in wirtschaftlich tragbaren Grenzen fähig ist.“ Im Laufe des Jahres 1950 aber wurde die 5feldrige Brücke über den Neckarkanal Bahnhof Heilbronn²⁾ (Entwurf Wolfer & Goebel, Ausführung Arbeitsgemeinschaft Grün & Bilfinger, Baresel, Wolfer & Goebel, Züblin) und die 6feldrige Brücke über die Eder bei Grifte³⁾ (Entwurf, Ausführung und Spannverfahren Dyckerhoff & Widmann) gebaut. In beiden Fällen handelt es sich um vorgespannte Eisenbahnbrücken mit parallelgurtigen Balken und fugenloser Vorspannung. In der Zwischenzeit sind sehr viele Brücken als Durchlaufträger und Rahmen sowie zahlreiche Hochbaurahmen und -hallen vorgespannt worden. Dazu kommt noch die große Zahl der durchlaufenden Fahrbahnplatten, Schalendächer und Behälterbauten aus Spannbeton. Der erstrebte, aber vor kurzer Zeit noch für kaum möglich gehaltene Fortschritt ist erreicht. Die vorgespannte Bauart erstreckt sich mit großem technischen und wirtschaftlichen Erfolg auf die vielfältigsten statisch bestimmten und unbestimmten Systeme.

Wenn man sich nun die Frage nach den technischen Problemen stellt, deren Bewältigung zur Erreichung der heutigen Ergebnisse geführt hat und darüber hinaus noch weitere Erfolge erwarten läßt, so nimmt die Frage der Reibung eine hervorragende Stelle ein. Im folgenden seien daher die Möglichkeiten, Verfahren und Gesichtspunkte zusammengestellt, die dem Ausgleich, der Herabsetzung oder der Vermeidung der Reibung beim Vorspannen dienen.

¹⁾ Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik an der Eidgen. Techn. Hochschule in Zürich Nr. 15. „Vorgespannter Beton“. 2. Auflage 1950, Seite 16.

²⁾ Ohne Unterbrechung durchlaufende Spannkabel nach System Baur-Leonhardt, vgl. B. u. St. 46 (1951), Heft 7, S. 145 ff. u. Heft 8, S. 180 ff.

³⁾ Die Spannglieder laufen nicht durch, sondern sind an den Stützen durch Übergreifen gestoßen, vgl. B. u. St. 47 (1952), Heft 2, S. 36 ff.

Aus Bild 12 kann die Hauptzugspannung in der neutralen Faser zu $\sigma_{IBr} = +14,0 \text{ kg/cm}^2$ abgelesen werden. Nach DIN 421 Tafel 6, Zeile 30, ist bei B 300 der Nachweis der Aufnahme Hauptzugspannungen durch Bewehrung erst dann zu führen, wenn $\sigma_{IBr} = 16 \text{ kg/cm}^2$ ist. Es sind jedoch in dem Balken stets Bewehrungsstäbe anzuordnen, auch wenn eine Schubbewehrung rechnerisch nicht nachgewiesen zu werden braucht (DIN 4227, 13.3).

Im Bruchzustand wird es im allgemeinen nicht notwendig eine Berechnung nach Zahlentafel 7 durchzuführen, vielmehr nützt es, das statische Moment S_i des Querschnittsteiles oberhalb der leicht bestimmbaren Nullstelle der Spannungen σ_{Br} damit τ_{Br} zu ermitteln.

Die unterhalb der Nulllinie der Normalspannungen σ_{Br} auftretenden Hauptzugspannungen sind für die Bemessung der Schubbewehrung nicht maßgebend, weil dem nach Stadium II geführten Bruch sicherheitsnachweis auf Biegung (DIN 4227, 12) die Annahme zugrunde liegt, daß der Beton im Bereich der Zugspannungen σ_{Br} aufgerissen ist und dort die Hauptzugspannungen so tatsächlich nicht anwachsen können. Es herrschen im Bruchzustand demnach unterhalb der neutralen Faser des Spannbetonquerschnitts dieselben Verhältnisse, wie im Zugbereich eines nicht vorgespannten Stahlbetonquerschnitts, bei dem — konstante Breite vorausgesetzt — die Schubspannung und damit die Hauptzugspannung nicht mehr anwächst.

Abschließend ist darauf hinzuweisen, daß die Lochquerschnitte bei der Berechnung der Querschnittsgrößen vor Herstellung des Verbundes zweckmäßigerweise abgezogen werden sollten, besonders dann, wenn viele Spannstähle vorhanden sind oder die Löcher Vergleich zum reinen Betonquerschnitt große Abmessungen haben. Beim vorliegenden Beispiel wurde darauf verzichtet, weil die Zahl der Spannstähle gering und damit die Beeinflussung der Endergebnisse durch den Abzug der Lochquerschnitte ohne Bedeutung

1. Krümmung der Trägerachse vermeidet Krümmung des Spanngliedes.

Ein Wesenszug eines konstruktiv und wirtschaftlich richtig gebauten Spannbetonbalkens mit nachträglichem Verbund ist, daß die nicht nur axiale Druckkräfte aus der Vorspannung heraus erfällen, sondern daß auch Umlenkkräfte entstehen, die den von oben und unten gerichteten äußeren Kräften entgegenwirken, und so Biegemomente und die Querkräfte wesentlich vermindern⁴⁾. Bei Balken mit gerader oder schwach gebogener Achse müssen die Spannglieder gekrümmt werden, wobei sie am besten affinen Momentenlinie aus ständiger Last verlaufen. Diese Krümmung aber den großen Nachteil, daß beim Spannen zwischen Spannglied und Umhüllung Reibungskräfte entstehen, die bisweilen einen außerordentlich großen Teil der eingeleiteten Vorspannkräfte aufzehren. Je größer die Summe der Umlenkwinkel, um so größer der Reibungsverlust.

Es gibt nun eine Möglichkeit, die Umlenkkräfte und die affine Spanngliederführung ohne Krümmung der Spannglieder zu erreichen, in dem man nicht das Spannglied, sondern die Achse des Trägers entsprechend krümmt. Bild 1a zeigt einen Parabelträger, bei dem

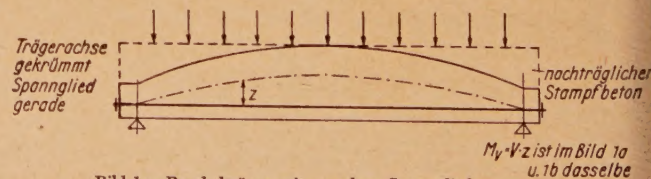


Bild 1a. Parabelträger mit geradem Spannglied.

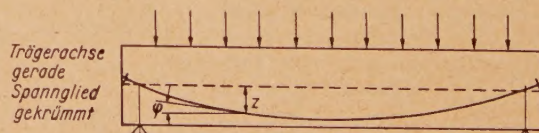


Bild 1b. Parabelträger mit gekrümmtem Spannglied.

⁴⁾ Völter, Vom statischen Wesen des Spannbetons B. u. St. 47 (1952), Heft 3, Seite 5.

Spannglied gerade geführt ist. Infolge der parabolischen Krümmung entsteht in jedem Schnitt ein Vorspannmoment $M_V = V \cdot z$, das praktisch affin zum Moment für eine gleichmäßig verteilte äußere Last verläuft und das genau so groß ist, wie das Moment im Balken des Bildes 1b, bei dem das Spannglied gekrümmt und die Balkenachse gerade verläuft⁵⁾. Man hat aber bei der geraden Führung den Vorzug, daß die Vorspannkraft keine Reibungsverluste durch Spanngliedkrümmung erleidet.

Wichtig ist es, wenn nicht nur der Obergurt, sondern auch der Unterzug gekrümmt oder gerade ist. Im Bild 1c ist der Trapezquerschnitt eines 50 m weit gespannten Balkens einer Flugzeughalle in Leobroek (Belgien)⁷⁾ dargestellt. Zur Erzielung einer größeren Höhe in der Mitte, sowie eines Dachgefälles ist der Balken oben gesprengt. Dadurch konnte die Spannbewehrung (Systeme) geradlinig geführt werden und kam trotzdem annähernd in die günstigste affine Lage.

Im Bild 2 ist eine gerade Spanngliedführung in Durchlaufträgern dann möglich, wenn dieser starke Vouten besitzt und die

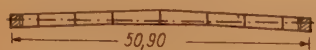


Bild 1c. Trapez-Balken einer Flugzeughalle.



Bild 2. Geradliniges Spannglied in Träger mit Vouten.

Leitung der Achse über den Innenstützen durch eine untere Platte verstärkt wird, wobei die obere Platte gegebenenfalls nach dem Spannen betoniert wird. Das Auffüllen mit Stampfbeton des Parabelträgers von Bild 1a und das nachträgliche Betonen der Fahrbahnplatte über dem Pfeiler nach Bild 2 sind nicht befriedigende Lösungen, über die man in neuerer Zeit gekommen ist. Der Mangel ist bei der 1949/50 gebauten Sauerbrunnenbrücke Slayn⁸⁾ (Bild 3) nicht mehr zu finden, deren 1728

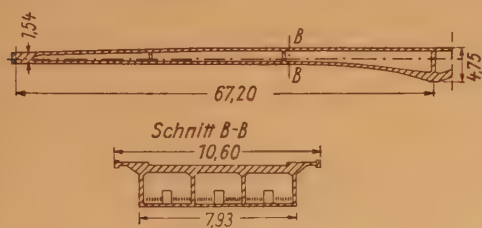


Bild 3. Maasbrücke Slayn.

Leidrade von je 130 m Länge geradlinig im Hohlraum des Balkenquerschnitts geführt und nach Verfahren Magnel vorgegossen sind. Die sehr kräftige Voute und Verdickung der unteren Platte zwingen die Querschnittsachse derart nach unten, daß trotz der Geradlinigkeit des Spanngliedes der gekrümmte, affine M_V -Verlauf entsteht.

Bild 4 ist der Längsschnitt der wiederaufgebauten und ver-

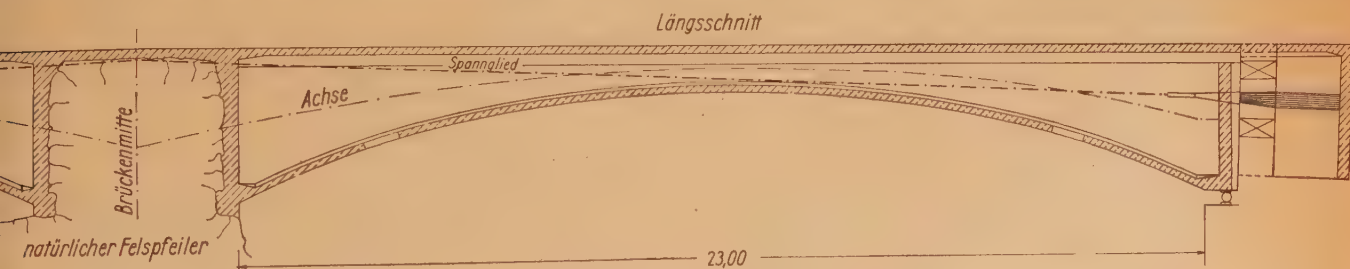


Bild 4. Donaubrücke Rechtenstein.

breiterten Donaubrücke Rechtenstein zu sehen (Entwurf und Ausführung K. Kübler AG. Stuttgart). Mit Rücksicht auf ein erhalten gebliebenes, altes Gewölbe mußte die neue Brückenlängshälfte die gleiche Bogenleibung zeigen. Man vermied aber kostspielige, schräg belastete Bogenwiderlager und machte den „Bogen“ statisch zu einem vorgespannten Balken, der in dem natürlichen Felsmittelpfeiler voll eingespannt ist, wodurch die durch die Bogenform bedingte starke Veränderung des Trägheitsmomentes gut ausgenützt und die geringe Querschnittshöhe in Feldmitte auch bei der Balkenlösung bewältigt wird. Das Spannglied (Verfahren Baur-Leonhardt) konnte innerhalb der Öffnungen gestreckt eingebaut werden. Eine Krümmung des Spanngliedes war nicht notwendig und zweckmäßig, trotzdem wurden die Vorspannmomente in der gewünschten Weise erzielt und in den Öffnungen entstand keine Spanngliedreibung.

Das Prinzip, Vorspannmomente nicht durch Formung des Spannglieds, sondern durch Formung des Bauteils zu erzielen, sieht man auch bei Fahrbahnplatten häufig angewendet. Die Sauerbrunnenbrücke Göppingen (Entwurf und Ausführung K. Kübler AG. Stuttgart) nach Bild 5 ist ein Beispiel, wie die durch die Schrägen

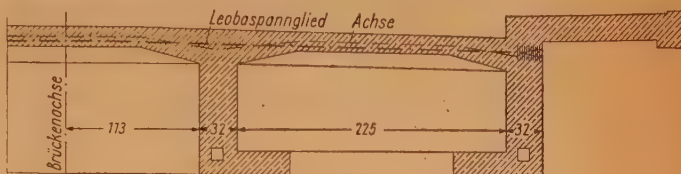


Bild 5. Sauerbrunnenbrücke Göppingen.

geknickte Achslinie der Platte geeignete Vorspannmomente erzeugt, wenn man sie beim Vorspannen durch ein gestrecktes Spannglied zusammendrückt.

Die ideale Konstruktion aber, bei der trotz geradem Verlauf der Spannglieder die nötigen der Belastung entgegenwirkenden, quer gerichteten Kräfte entstehen, ist der Kragträger mit veränderlicher Höhe, er findet bei Vordächern, Tribünenbauten und teilweise beim Brückenfreivorbau seine praktische Anwendung. Dazu gehören noch sinngemäß die Dreigelenkbogenscheiben, wie sie bei der Herdbrücke Ulm und der Kanalhafenbrücke Heilbronn nach dem System „Wayß & Freytag“⁹⁾ ausgeführt wurden, und die Zweigelenkbogenscheibe Kiel-Schulensee⁹⁾, die nach dem System Magnel vorgespannt worden ist. In allen drei Fällen ermöglichte die starke Krümmung der Scheibenachsen eine geradlinige Spanngliedführung und damit Ausschaltung von Reibungsverlusten.

Es ergibt sich nun folgender, wichtiger Satz:

Für die Erzeugung der der äußeren Belastung entgegenwirkenden Umlenkkräfte bzw. die Erzielung der affinen Vorspannmomente ist es gleichgültig, ob die Spanngliederachse oder die Trägerachse oder beide gekrümmt sind; will man aber Reibungsverluste beim Spannen mindern oder meiden, so muß das Spannglied möglichst wenig oder gar nicht, die Trägerachse aber entsprechend stark gekrümmt oder geknickt werden.

2. Innenvorspannung.

Leider kann man in den wenigsten Fällen den Träger so stark krümmen, wie es mit Rücksicht auf die geradlinige Führung des Spanngliedes notwendig wäre, da das Aussehen und die betrieblichen Bedingungen es nicht zulassen. Man muß also meistens nicht

angenommen ist das Vorspannmoment beim gekrümmten Spannglied $M_V = V \cdot z \cdot \cos \varphi$; da aber in der Spannbetonpraxis $\cos \varphi$ nur sehr wenig von 1 abweicht, gilt genau $M_V = V \cdot z$. Für die Verfahren Dischinger und Lossier ist $M_V = V \cdot z$ im strengen Sinne richtig, vgl. Erwidern Völter B. u. St. 48 (1953), Heft 3, Seite 72.

Auch aus anderen Gründen Reibungsverluste selbst bei geraden Spanngliedern können, wird unter Ziff. 6 behandelt.

Bauingenieur 26 (1951), Seite 184.

Bauingenieur 25 (1950), Seite 29 und B. u. St. 46 (1951), Heft 11, Seite 251.

⁹⁾ Der Bauingenieur 25 (1950) Seite 154; B. u. St. 45 (1950), Heft 12, Seite 272; B. u. St. 47 (1952), Heft 6, Seite 130. Ausführung der Dreigelenkbogenscheiben Wayß & Freytag, der Zweigelenkbogenscheibe Arbeitsgemeinschaft Max Giese u. F.W. & H. Förster Nachf., Kiel.

den Beton nach dem Spannglied, sondern das Spannglied nach dem Beton formen, wobei natürlich alle Zwischenlösungen möglich sind. Eines der Mittel, um der Reibung zu begegnen, ist die Innenvorspannung. Bei ihr wird die Vorspannkraft nicht am Ende des Spanngliedes, sondern an einem oder an mehreren Punkten zwischen den Endverankerungen aufgebracht. Das im Zusammenhang mit den Reibungsverlusten entscheidende Merkmal der Innenvorspannung ist, daß die Vorspannkraft an den Stellen, wo man sie in erster Linie braucht, im Trägerinnern, in vollem Maße und ohne Beeinträchtigung durch die Reibung, vorhanden ist.

Diesen Gedanken verwirklichte Dischinger dadurch, daß er nach Bild 6 die Spannglieder oder, wie er sie damals nannte, die Zug-

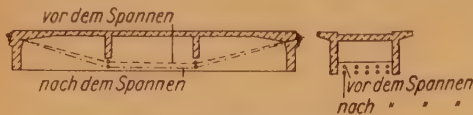


Bild 6. Verfahren Dischinger.

anker hängewerkartig ausbildete und außerhalb des Betonquerschnitts anordnete. Die Zuganker werden an ihren Knickpunkten, die sich unter den Querträgern befinden, mittels einer quer zu den Spanngliedern wirkenden Spannvorrichtung bewegt und dadurch angespannt. Irgendwelche Reibungsverluste entstehen dabei nicht, die eingeleitete Vorspannkraft ist an jeder Stelle ohne Einbuße voll vorhanden. Nicht immer können die Zuganker genügend weit quer bewegt werden, da viele Träger schlank sind und die Spannvorrichtung erheblichen Platz verbraucht. Man hilft sich dann dadurch, daß man nicht nur durch Querbewegung an den Querträgern, sondern auch durch Längsbewegung an den Enden spannt, weshalb in Bild 6 die Möglichkeit einer Krafteinleitung auch am Balkenende angedeutet ist. Immer aber werden Reibungsverluste ausgeschaltet. Das Verfahren Dischinger, das die älteste brauchbare Lösung darstellt, die Bewehrung nach dem Erhärten zu spannen (Patentanmeldung 1934. Bereits 1936/37 ist in Aue eine Brücke mit der beträchtlichen Spannweite von 69 m gebaut worden), besitzt den Nachteil, daß die Spannglieder außerhalb des Querschnitts verlaufen. Wenn auch trotzdem ein Rostschutz möglich ist, so fehlt doch der Verbund, dessen Vorzüge immer mehr geschätzt werden. Dischinger selbst schrieb 1951 in der Auseinandersetzung mit Leonhardt¹⁰⁾, „daß heute, nachdem konstruktiv die Möglichkeit des Verbundes geschaffen und dadurch eine größere Wirtschaftlichkeit der Vorspannkonstruktion gegeben ist, den Verbundkonstruktionen der Vorzug zu geben ist“.

Eine Kombination der vom Ende her erfolgenden Vorspannung geradliniger Spannglieder und der Aufbringung der Vorspannung zwischen den Endverankerungen haben Kani und Horvat im Verfahren „Kani-Baresel“ vorgenommen, wobei das Hauptziel war, die Spannglieder mit einem vollwertigen, ebenfalls vorgespannten Beton unmittelbar zu umhüllen. Daß sie aber nebenbei auch noch die Reibungseinflüsse völlig beseitigt haben, ist hier besonders interessant. Der Spannvorang spielt sich folgendermaßen ab:

Zuerst wird nach Abbildung 7a der Trägerbeton als Stahlbetonkörper in üblicher Baustellenarbeit und mit üblicher Genauigkeit hergestellt, wobei von den eigentlichen Spannbetonelementen noch nichts vorhanden ist. Dann werden die Spannglieder, als endlose Litzenschlaufen um Spannblöcke geführt, geradlinig eingebaut. (Bild 7b) und geradlinig gespannt. Dabei wird der Abstand der einzelnen Spannblöcke nicht zu klein gehalten, damit diese später ausreichend mit Beton umhüllt werden können. In Bild 7c ist zu sehen, wie die Spannbündel mit Hilfe von Umlenkpendeln in die gewünschte polygonale affine Lage gebracht werden. Das Festhalten der Umlenkpendel nach dem Umlenken erfolgt mit Schrauben, so daß ohne Schwierigkeit eine Millimetergenauigkeit erreicht werden kann. In diesem Zustand nach dem Spannen sind die Spannglieder immer noch zugänglich, so daß ihre Lage genau nachgeprüft und evtl. korrigiert werden kann. Evtl. Drahtbrüche können leicht festgestellt und zerstörte Spannglieder ersetzt werden. Anschließend wird nach Bild 7d das Spannband betonierte, d. h., die Spannglieder werden mit Beton umhüllt, der im Gegensatz zu der sonst üblichen Zementinjektion aus demselben Beton (mindestens B 300) besteht wie der Trägerbeton. Der Umhüllungsbeton bleibt

zunächst vom eigentlichen Trägerbeton, der schon vorgespannt überall durch einen Zwischenraum von mindestens 5 cm getrennt. Nun erfolgt das Umspannen, durch welches das Spannband vorgespannt wird. Dies geschieht dadurch, daß durch teilweises Ablassen des Pressendrucks, mit welchem die Spannglieder von den Enden her gespannt wurden, ein Teil der Vorspannung des vorgespannten Betonträgers auf das Spannband übertragen wird (Bild 7e). Schließlich wird der Verbund zwischen Trägerbeton und Spannband durch Ausbetonieren der Lücke und Queranspannen des Spannbandes hergestellt (Bild 7f).

Bei allen Spannaktionen ist die Reibung ausgeschaltet. In Hauptspannen ist wegen der geradlinigen Spanngliederführung wieso keine Reibung möglich, beim Umlenken fehlen ebenfalls Reibungskräfte und das Vorspannen des Spannbandes ist durch die Beweglichkeit der Umlenkpendel völlig reibungsfrei. Zu beachten ist, daß auch die in Ziff. 6 zu besprechenden Gleitstände z. B. infolge unplanmäßiger Spanngliedlage und Verkümmungen der Spanndrähte an den Blechkasten wegen der Eigenschaften des Verfahrens Kani-Baresel bei diesem ausgeschaltet sind.



Bild 7a. Herstellung des Betonkörpers in üblicher Stahlbetonart.



Bild 7b. Einziehen und geradliniges Spannen des geradlinig geführten Spanngliedes.



Bild 7c. Umlenken des geradlinig gespannten Spanngliedes.



Bild 7d. Betonieren des Spannbandes.



Bild 7e. Umspannen, d. h. Vorspannen des Spannbandes.

Queranspannung
des Spannbandes

Bild 7f. Herstellung des Verbundes zwischen Trägerbeton und Spannband.

Bild 7. Verfahren Kani-Baresel.

Das Verfahren vermeidet also jeden Reibungsverlust und kann sich wohl rühmen, von allen Spannmethoden mit nachträglichem Verbund den besten Umhüllungsbeton und die beste Verbundung zu schaffen, Vorteile, die allerdings mit einem gewissen, auch noch wirtschaftlich erträglichen, Aufwand erkauft werden. Von dem Verfahren sind bereits drei Versuchsträger ausgeführt worden. Der sog. Vaihinger-Versuchsträger wies eine Spannweite von 10 m auf und ergab eine Rißsicherheit von 1,72 und eine Bruchlast von 3,09. Auf Anregung des Eisenbahnzentrallamts München sind zwei kurze Balken mit einer Spannweite von 2,0 m hergestellt worden. Der erste zeigte bei einem statischen Belastungsversuch eine Rißsicherheit von 1,70 und eine Bruchlast von 4,06, also zusammen mit dem Vaihinger-Versuchsträger sehr günstige Werte. Besonders aufschlußreich und für das Verfahren günstig war der Schwell-Belastungsversuch, der mit dem zwei Kurzbalken ausgeführt worden ist. Dabei hat sich unter brauchlastbeanspruchung (obere Last 11,8 t, untere Last 1, auch nach 1,06 Millionen Lastspiele kein Riß gezeigt. Der erste

¹⁰⁾ B. u. St. 46 (1951), Heft 6, Seite 133.

nach 1000 Lastspielen mit 1,5facher Gebrauchslast (obere Last 7 t, untere Last 1,5 t) auf. Der Bruch des Trägers erfolgte bei einer 1,5fachen Gebrauchslast (obere Last 35,4 t und untere Last 7,5 t), nachdem unter 1facher, 1,5facher, 2facher und 2,5facher Gebrauchslast jeweils mehr als je 1 Million Lastspiele ausgetrieben waren, wobei dann eine Gesamtzahl von 4,45 Millionen Lastspielen erzielt wurde. (Spannungsschwellweite der Lasten im Bereich von 9000 bis 12 500 kg/cm²). Man sieht also, daß bei dynamischen Belastungen die Vorteile des guten Verfahrens Kani-Baresel besonders zutage treten. Es führt die Firma Baresel die dreifedrige, 60 m lange Brücke Donaustetten als erstes praktisches Bauwerk nach dem Kani-Baresel-Verfahren aus.

Wenn man Innenvorspannung betreiben will, ist man aber nicht angewiesen, das Spannglied quer zu bewegen. Auch die seitliche Bewegung führt zum Ziele. Bild 8 zeigt einen von der Mitte aus ausgeführten Träger, bei dem die Vorspannung dadurch aufgebracht wird, daß die beiden Trägerhälften von der Mitte aus voneinander getrieben wurden. Das Spannglied verläuft hierbei nicht außerhalb des Querschnitts, sondern in Umhüllungen innerhalb des Trägers, wie beim Vorspannen vom Ende her. Der Spannglied wird durch die übliche Zementeinpressung hergestellt. Die Vorspannkraft ist in voller Größe in Balkenmitte vorhanden, nimmt aber gegen die Verankerungen zu, entsprechend der Reibung, durch Reibungsverluste ab. Man kann jedoch am Ende den Abfall der Vorspannkraft weit eher ertragen als an den Stellen der größten Momente, weshalb das Verfahren hinsichtlich der Reibung Vorteile bietet.

Die amerikanische Innenvorspannung¹²⁾ nach dem Kani-Baresel-Verfahren besteht darin, daß die Trägerhälften dadurch bewegt werden, daß Pressen an Stahlbalken, die neben der Trennstelle durch die Trägerhälften gesteckt sind (Bild 9a), oder als Variante an seitlich durch Unterdruck anliegenden Vacuumdrücken (Bild 9b). Da die $\frac{3}{8}$ " dicken Stahleinlagen nicht in der Umhüllung liegen, sondern lediglich bituminiert sind, ist die Haftung groß und wird durch Haftung verstärkt. Dies spielt

bei der Innenvorspannung mit großem Gleitwiderstand die Vorteile der Innenvorspannung besonders hervor.

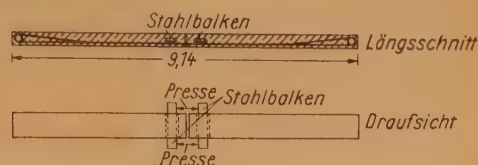


Bild 9a. Amerikanische Innenvorspannung kleiner Balken.

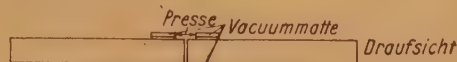


Bild 9b. Variante mit Vacuummatte.

Die Amerikaner spannen nach diesem Verfahren einfache Balken, schmale und vierseitig gelagerte Platten, Brückenbalken, Rohrleitungen und Rundbehälter. Bei schweren Balken, bei denen die Pressenkraft nicht ausreicht, wird nach Bild 10 die eine Balkenhälfte an der Trennfuge fest eingespannt und die zweite Hälfte mit Hilfe eines „Vacuumlifters“ gehoben. Der unten entstehende Spalt spannt die Bewehrung an. Dann wird ein stählerenes Paßstück eingelegt und der Balkenteil wieder herabgelassen. Das Liften wird wiederholt bis das Spannzil erreicht ist.

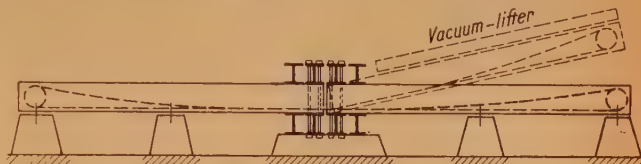


Bild 10. Amerikanische Innenvorspannung für schwere Balken.

Da es, zum mindesten beim Ortbeton, Schwierigkeiten bereitet, ganze Bauteile während des Spanns zu bewegen, ist es bisweilen vorteilhaft, die Innenvorspannung dadurch herzustellen, daß man nicht die Baukörper, sondern das Spannglied längs bewegt. Bild 11 zeigt die Spannglieder der Querträger

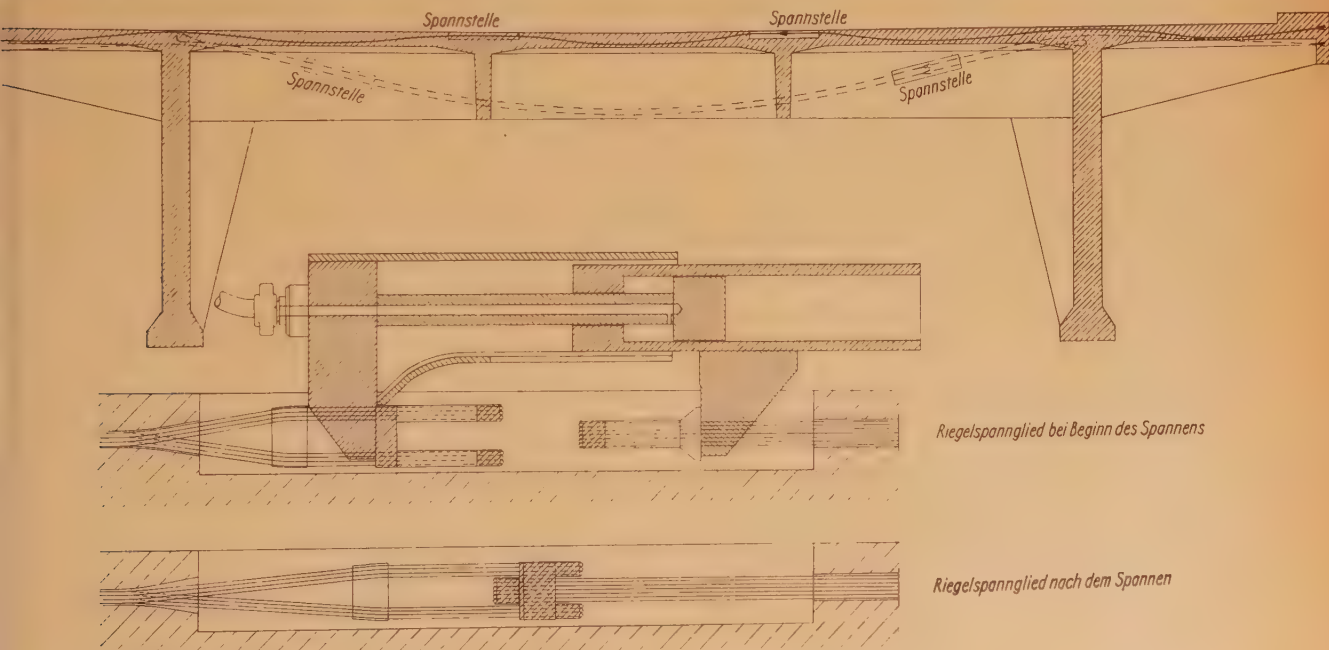


Bild 11. Innenvorspannung mit KK-Riegelspanngliedern.

eine Rolle, da die Spannkraft an der Stelle des größten Moments eingeleitet wird, also da, wo man sie am meisten benutzungsungeschwächt vorhanden ist. Deshalb stechen bei Spannungsbeginn, die Verankerung vorgespannter Betonstähle, Betonsteinzeitung 19 Nr. 265. Journal of the American Concrete Institute 22 (1950) Nr. 2, S. 161/175, und B.u.St. 46 Nr. 260.

und der Fahrplanplatte eines Brückenquerschnittes. Es wird nach dem Riegelverfahren der Karl Kübler AG. Stuttgart nicht von außen, sondern an den im Innern befindlichen Spannstellen gespannt. Die Spannglieder sind an der Spannstelle geteilt und an den der Teilungsstelle zugekehrten Enden mit Kupplungsorganen versehen. Nunmehr werden die Enden, die einen dem Spannweg

entsprechenden Abstand besitzen, durch eine Presse zusammengeführt. Da die Spannstellen sich im Innern befinden, ist der durchschnittliche Spannungsabfall aus der Reibung kleiner, als bei von außen gespannten Bewehrungen. (Die Spannstellen müssen bei dynamisch beanspruchten Bauteilen mit Rücksicht auf die Dauerfestigkeit in die Gegend der Momentennullpunkte oder Querschnittsschwerpunkte gelegt werden, was in Bild 11 nur beim Querträger, nicht aber in der Fahrbahnplatte erfüllt ist.)



Bild 12. KK-Drillspannglieder.

Daß man auch Drähte durch Verdrillen von innen spannen kann (Verfahren der K. Kübler AG. Stuttgart), beweist Bild 12. Jedes der beiden auf dem Bild zu sehenden Drillspannglieder besteht aus 4 Drähten Sigma 145/165. In der Mitte wurden die sog.

Nüsse eingelegt. Diese wurden im entgegengesetzten Sinne h. einander mit einem Schlüssel von Hand solange gedreht, b. erforderliche Vorspannkraft von je 8 t durch Erzeugung der I. schrauben aufgebracht war, was durch Anhängen eines Gew. an der dabei aufgetretenen Auslenkung gemessen wurde. Schli. wurden die beiden Rundstäbe neben den Nüssen durchgesteckt, so die gegenläufigen Drehmomente ausgeglichen. Die Spann. wurden später zubetoniert (auf diese Weise sind die unteren riegel der Sauerbrunnenbrücke Göppingen, die bereits oben er. worden ist, vorgespannt). Wenn auch diese Spannglieder au. zu verdrellenden Strecke gerade verlaufen müssen, so können ihre Endstücke gekrümmt sein und somit im Rahmen des T. die Möglichkeit bieten, in solchen Fällen Vorspannverluste au. bung zu umgehen, wo die Kraft vom Ende her nur über eine krümmten Teil eingeleitet werden kann.

Die ideale Innenvorspannung, die beliebig gekrümmte S. glieder ohne Reibungsverluste ermöglichen würde, wäre di. Lossier vorgeschlagene Selbstspannung des Betons. Verwendung von Quellzementen. Da in jedem Querschnitt de. ken die gleiche Dehnung erleidet, ist die Vorspannkraft h. hängig von irgendwelchen Reibungen und trotz des von vorn. vorhandenen Verbundes überall dieselbe (genauer gesagt). Horizontalkomponente $V_{\text{schräg}} \cdot \cos \varphi$ konstant und gleich V . Leider ist aber bis heute noch keine Aussicht vorhanden, die spannung nach Lossier praktisch zu verwirklichen, da die m. vorhandenen Quellzementarten erzeugbaren Dehnungen no. klein sind.

Zusammenfassend läßt sich über die Reibung bei der Inn. spannung folgender Satz anschreiben:

Bei der Innenvorspannung wird die Vorspannkraft da, wo m. am meisten braucht, also an den Stellen der Größtmomente, einge. so daß sie dort noch nicht durch Reibungsverluste geschwächt wir.

(Fortsetzung fo

Der Kraft- und Arbeitsaufwand beim Biegen von Bewehrungsstählen in Abhängig. von Abmessungen, Formen und Güte der Stähle.

Von Dr.-Ing. Paul Wolff, Aachen.

(Schluß aus Heft 5/54).

3. Der beim Biegen erforderliche Arbeitsaufwand.

3.1 Die Berechnung der Formänderungsarbeit aus den inneren Spannungen:

Die beim Biegen eines Hakens der Länge $L = \sum dx$ aufgewendete Arbeit A ergibt sich als Summe der zur Verformung eines Stababschnittes von der Länge dx erforderlichen Arbeiten, wobei diese gleich dem Integral aller Arbeiten an einem Stabelement

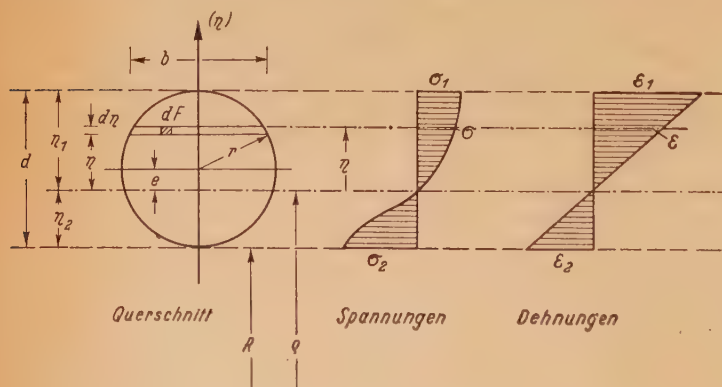


Bild 18. Stabquerschnitt mit Spannungs- und Dehnungsverteilung.

$dV = dF \cdot dx$ über die Querschnittsfläche ist. Die Formänderungsarbeit¹⁴⁾ des Stabelementes $dV = dF \cdot dr$ ist wiederum ein Integralwert, und zwar, da in jedem Stabelement die Dehnung während des Biegevorganges von 0 bis ϵ wächst und das Produkt

aus Dehnung und Spannung die geleistete Arbeit darstellt,

$$dA = \int_0^{\epsilon} \sigma \cdot d\epsilon$$

wobei $\sigma = f(\epsilon)$ die Formänderungskurve, das Integral als Fläche unter dieser Kurve von 0 bis zu der im Stabelemente vorgerufenen Dehnung ϵ (siehe Bild 5) darstellt.

Ähnlich wie bei der Berechnung der Momente ist auch eine rechnerische Lösung umständlich und langwierig. D. wurden die Arbeiten, wie im folgenden ausgeführt, aus d. gemessenen äußeren Kräften ermittelt.

3.2 Die Berechnung der Formänderungsarbeit aus den äußeren Kräften:

Von den an den Rollen der Biegeeinrichtung angreifenden Kräften leistet nur die Kraft P_2 der Exzenterrolle E auf dem Wege ihrer Verschiebung Arbeit (Bild 19). Diese ist gleich

$$A = \int_0^{\alpha} P_2 \cdot \sin \alpha_o \cdot h \cdot d\alpha$$

Da $\sin \alpha_o \cdot h = a_2$ ist, und das für die Biegung erforderliche Moment $M = P_2 \cdot a_2$, so entspricht die obige Gleichung der allgemein bekannten Form der Arbeit eines Momentes

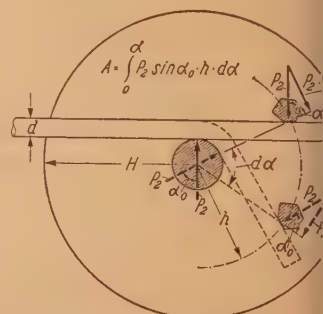


Bild 19. Kräfte und Verschiebungen der Biegerollen.

¹⁴⁾ Siebel, Die Formgebung im bildsamen Zustande, Düsseldorf 1932, Verlag Stahl Eisen.

$$A = \int_0^{\alpha} M \cdot d\alpha$$

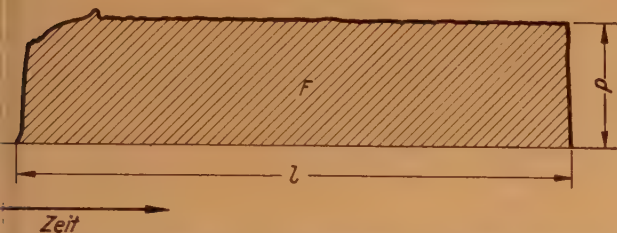
Moment durch die am Biegetellerumfang angreifende Seil-
erzeugt wird, ist die Arbeit dieser Kraft der Momenten-
gleichzusetzen, und es ist also auch

$$A = \int_0^s P \cdot ds$$

er Weg, den ein Punkt des Biegetellerumfangs während

gevorganges zurücklegt, also $s = \frac{\pi}{180} \cdot \alpha$.

ie Kraft P bei den Versuchen gemessen wurde, ist die
ung der Arbeit nach dieser Gleichung nicht mehr schwierig.



Kraftdiagramm für Betonstahl II, Stabdurchmesser $d = 24$ mm, Biegedurchmesser $D = 160$ mm, Biegetellerdrehzahl $w = 3,12$ U/min.

lt sich unter Berücksichtigung der Maßstäbe als Fläche
genommenen Kraftdiagramme (Bild 20) dar und ist den
Kräften proportional. Eine Darstellung der beim Bie-
den nach DIN 1045 vorgeschriebenen Mindest-Biegedurch-

Zulässige Stabzahl verschiedener Durchmesser und Stahlgruppen beim Biegen von Einfach- (a) und Doppelaufbiegungen (b) in
abhängigkeit vom maximal für Betonstahl I zulässigen Stabdurchmesser bei der für diesen Maximaldurchmesser vorgeschriebenen Biege-
geschwindigkeit unter Voraussetzung gleichbleibender Maschinenbeanspruchung.

Stabzahl	30		28		26		24		22		20		18		16		14		12		10		8		Stabzahl nach arbeits- technischen Gesichtspunkten
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
1																									1
1,27			1																						1,1
1,18																									1,3
1,66			1,30		1																				1,5
1,48			1,16																						1,8
1,03																									2,2
2,16	1,08		1,70		1,31		1																		2,7
1,89			1,48		1,14																				3,4
1,28			1,01																						4,4
1,12																									5,6
2,90	1,45	2,28	1,14	1,75	1,34		1																		7,1
2,43	1,21	1,93		1,48	1,13																				8,7
1,64		1,30		1,00																					
1,39		1,10																							
3,94	1,97	3,08	1,54	2,37	1,18	1,81		1,35	1																
3,20	1,60	2,54	1,27	1,95		1,49		1,11																	
2,17	1,08	1,72		1,32		1,01																			
1,75		1,39		1,07																					
5,51	2,75	4,32	2,16	3,32	1,66	2,54	1,27	1,90		1,40	1														
4,37	2,18	3,46	1,73	2,72	1,36	2,03	1,01	1,51		1,12															
2,99	1,49	2,37	1,19	1,82		1,39		1,03																	
2,28	1,14	1,81		1,39		1,06																			
8,00	4,00	6,26	3,13	4,82	2,41	3,68	1,84	2,76	1,38	2,03	1,01	1,45													
6,11	3,05	4,85	2,42	3,72	1,86	2,85	1,42	2,12	1,06	1,57		1,12													
4,30	2,15	3,40	1,70	2,61	1,30	2,00	1,00	1,48		1,10															
3,10	1,55	2,46	1,23	1,89		1,45		1,07																	
12,71	6,35	10,00	5,00	7,67	3,83	5,87	2,93	4,36	2,18	3,24	1,62	2,32	1,16	1,59											
9,25	4,62	7,33	3,67	5,64	2,82	4,32	2,16	3,20	1,60	2,38	1,19	1,70		1,17											
6,70	3,35	5,21	2,60	4,00	2,00	3,08	1,54	2,27	1,13	1,69		1,21													
4,70	2,35	3,72	1,86	2,86	1,43	2,18	1,09	1,62		1,20															
21,42	10,71	16,81	8,40	12,94	6,47	9,90	4,95	7,35	3,67	5,45	2,72	3,90	1,95	2,68	1,34	1,68									
14,95	7,47	11,90	5,95	9,10	4,55	6,96	3,48	5,17	2,58	3,84	1,92	2,74	1,37	1,89		1,18									
10,64	5,32	8,41	4,20	6,47	3,23	4,95	2,47	3,67	1,83	2,72	1,36	1,59		1,34											
7,82	3,91	6,20	3,10	4,76	2,38	3,64	1,82	2,70	1,35	2,01	1,00	1,43													
35,78	17,89	28,10	14,05	21,58	10,79	16,50	8,25	12,22	6,11	9,10	4,55	6,49	3,24	4,46	2,23	2,80	1,40	1,67							
26,45	13,22	20,98	10,49	16,10	8,05	12,30	6,15	9,15	4,57	6,79	3,39	4,85	2,42	3,34	1,67	2,10	1,05	1,24							
20,00	10,00	15,83	7,91	12,18	6,09	9,30	4,65	6,90	3,45	5,13	2,57	3,66	1,83	2,52	1,26	1,58									
14,40	7,20	11,42	5,71	8,78	4,39	6,72	3,36	4,97	2,48	3,70	1,85	2,64	1,32	1,82		1,14									
60,75	30,37	47,70	23,85	36,71	18,35	28,08	14,04	20,81	10,40	15,48	7,74	11,05	5,52	7,60	3,80	4,78	2,39	2,84							
50,50	25,25	40,00	20,00	30,78	15,39	23,50	11,75	17,43	8,71	12,95	6,47	9,25	4,62	6,36	3,18	4,00	2,00	2,37	1,18	1,42	1,70				
38,40	19,20	30,41	15,20	23,40	11,70	17,90	8,95	13,26	6,63	9,86	4,93	7,05	3,52	4,85	2,42	3,42	1,71	1,81		1,08					
28,80	14,40	22,84	11,42	17,59	8,79	13,41	6,70	9,95	4,97	7,40	3,70	5,29	2,64	3,64	1,82	2,28	1,14	1,35							

messern in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser und der Streck-
grenze zu leistenden Arbeit ist danach leicht möglich. Sie ist
der entsprechenden Darstellung für die Kräfte (Bild 17) ähnlich
und unterscheidet sich von dieser nur durch den Maßstab.

3.4 Die Vergleichsmessungen an einer Biegemaschine:

Um Rückschlüsse auf den Wirkungsgrad von Biegemaschinen zu
ermöglichen, wurden sämtliche bei den Versuchen verwendeten

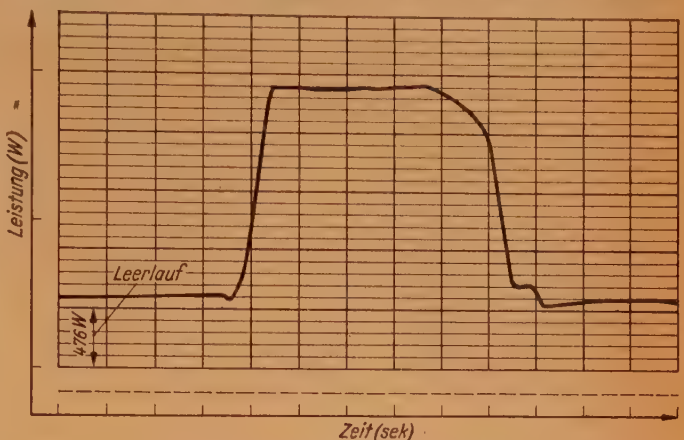


Bild 21. Diagramm des registrierenden Wattmeters, Betonstahl I, $d = 30$ mm.

Stähle mit den Minstdurchmessern nach DIN 1045 auf einer
Peddinghausmaschine „Perfekt 40“ vergleichsweise gebogen und
die Stromaufnahme mit einem registrierenden Wattmeter festge-
halten (Bild 21).

Die durch die Diagrammflächen gegebenen Arbeitswerte wurden

dem durch die Institutsversuche gefundenen gleich 100% gesetzten reinen Arbeitsaufwand gegenübergestellt. Dabei zeigte sich, daß der Mehraufwand absolut gesehen bei Stäben vom Durchmesser $d = 16 \text{ mm}$ am kleinsten ist und für kleinere Durchmesser weniger, für größere mehr zunimmt. Prozentual fällt der Mehraufwand von rund 1800% bei dünnen Stäben zunächst schnell, später langsamer auf rund 60% bei 30 mm dicken Stäben. Entsprechend nimmt der Wirkungsgrad der Maschinen bei Einzelbiegungen von etwa 5% für Stäbe von $d = 8 \text{ mm}$ mit dem Stabdurchmesser bis auf etwa 63% für Stäbe von $d = 30 \text{ mm}$ zu (Bild 22). Bei gleich-

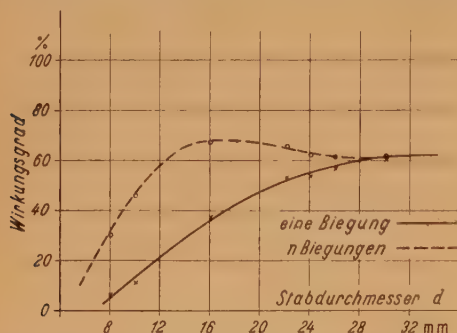


Bild 22. Wirkungsgrad der Biegemaschine „Perfekt 40“, Fabrikat Peddinghaus beim Biegen je eines Stabes und der nach arbeitstechnischen Gesichtspunkten günstigsten Stabzahl verschiedener Stabdurchmesser.

zeitigem Biegen mehrerer Stäbe liegt der Wirkungsgrad für Stäbe von $d = 8 \text{ mm}$ bei 33%, für Stäbe von $d = 16 \text{ mm}$ bei 67% am höchsten und fällt dann mit zunehmendem Stabdurchmesser wieder langsam auf etwa 63% bei $d = 30 \text{ mm}$ ab.

3.5 Die zulässige Maschinenbeanspruchung:

Es ist allgemein üblich, die Leistung einer Biegemaschine dem dicksten noch zu biegenden Stabdurchmesser in Betons anzugeben. Es ist aber von Interesse zu wissen, wieviel dünnere Stäbe gleicher oder anderer Stahlgruppen statt dessen gleich gebogen werden können. Um diese Frage allgemein zu beantworten wurde aus den Versuchsergebnissen die Tafel 2 entwickelt, in die zu jeder Nennstärke zugehörigen das gleiche Biegemoment fordernden Stabzahlen anderer Durchmesser und Stahlgruppen angegeben sind. Vorausgesetzt ist die Beibehaltung der für größten Stabdurchmesser zugelassenen Biegegeschwindigkeit. Tafelwerte sind aus den aus den Bildern 17a und b abgegriffenen Momentenwerten für die dort angegebenen Kurven verschiedener Stähle berechnet. Sie gelten, da sie auf den mittleren und maximalen Momenten aufgebaut sind, theoretisch nur für Stäben mit Lastspitzen prozentual gleichviel über dem Mittel liegen. Bei glatten Stählen ($M_{\max} \leq 1,15 M_{\text{mittel}}$) kann die hinreichender Genauigkeit vorausgesetzt werden. Bei Formstählen ($M_{\max} \leq 1,30 M_{\text{mittel}}$) müßte aber — soweit die Maschine dort auftretenden Lastspitzen von bis zu 15% mehr als bei glatten Stählen nicht aufnehmen können — die zulässige Stabzahl $\frac{100}{115} \times 100 = 87\%$ ermäßigt werden.

Wie die im Gegensatz zu den Diagrammen der Versuchsergebnisse auch bei Formstählen glatten Wattmeterdiagrammen zu erwarten lassen, sind diese Spitzen für die Maschinen mit großen Schwungmassen bedeutungslos, so daß die Werte der Tafel 2 als praktisch allgemeingültig angesehen werden können.

Vergleichsweise ist in der Tafel 2 die nach arbeitstechnischen Gesichtspunkten zu wählende Stabzahl ¹⁾ je Biegung angegeben. Sie liegt meist unter der zulässigen Zahl. Eine Erhöhung der

Tafel 3. Die zulässigen Biegetellerdrehzahlen beim Biegen von Stäben verschiedener Durchmesser und Stahlgruppen im Vergleich zu gleich 1 gesetzten für das Biegen des stärksten Stabes in Betonstahl I vorgeschriebenen Tellerdrehzahl. Die Beanspruchung der Maschine bleibt konstant. Die der Berechnung zugrunde liegende Stabzahl je Arbeitsgang ergibt sich aus arbeitstechnischen Gesichtspunkten.

maxim. zul. Stab-Ø Stahl I		30		28		26		24		22		20		18		16		14		12		10		8		Stabzahl nach arbeitstechnischen Gesichtspunkten
d mm	Stahl	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	
30	I	1																								1
28	I	1,15			1																					1,1
	II	1,07																								
26	I	1,28			1,10		1																			1,3
	II	1,14																								
24	I	1,44			1,25		1,13		1																	1,5
	II	1,26			1,09																					
22	I	1,61			1,39		1,26		1,12		1															1,8
	II	1,35			1,18		1,07																			
20	I	1,79			1,54		1,40		1,24		1,10		1													2,2
	II	1,45			1,27		1,15		1,02																	
18	I	2,04	1,02	1,76		1,60		1,41		1,27		1,14		1												2,7
	II	1,62		1,41		1,31		1,13		1,01																
16	I	2,36	1,18	2,03	1,01	1,84		1,62		1,46		1,31		1,15		1										3,4
	II	1,80		1,57		1,42		1,25		1,12		1,02														
14	I	2,89	1,45	2,50	1,25	2,27	1,13	2,00	1,00	1,78		1,62		1,42		1,23		1								4,4
	II	2,10	1,05	1,83		1,66		1,47		1,31		1,19		1,04												
12	I	3,83	1,91	3,30	1,65	3,01	1,50	2,66	1,33	2,36	1,18	2,14	1,07	1,88		1,63		1,32		1						5,6
	II	2,67	1,34	2,34	1,17	2,12	1,06	1,87		1,66		1,51		1,32		1,15										
10	I	5,03	2,52	4,35	2,17	3,94	1,97	3,48	1,74	3,10	1,55	2,82	1,41	2,47	1,23	2,14	1,07	1,73		1,32		1				7,1
	II	3,74	1,87	3,24	1,62	2,94	1,47	2,60	1,30	2,32	1,16	2,10	1,05	1,84		1,60		1,30								
8	I	6,98	3,49	6,04	3,02	5,31	2,65	4,84	2,42	4,31	2,15	3,91	1,95	3,43	1,71	2,97	1,48	2,42	1,21	1,83		1,39		1		8,7
	II	5,81	2,90	5,05	2,53	4,59	2,29	4,04	2,02	3,60	1,80	3,28	1,64	2,87	1,43	2,48	1,24	2,02	1,01	1,53		1,16				
	III	4,41	2,20	3,85	1,93	3,50	1,75	3,09	1,55	2,74	1,37	2,50	1,25	2,19	1,10	1,89		1,73		1,16						
	IV	3,39	1,65	2,90	1,45	2,62	1,31	2,31	1,15	2,06	1,03	1,87		1,64		1,42		1,15								

digkeit ist also bei den in der Praxis gleichzeitig ge-
Stäben vielfach möglich.

zulässige Geschwindigkeitssteigerung ist in der Tafel 3
en. Sie ergibt sich durch Division der zulässigen Stabzahl
ster Geschwindigkeit durch die gewählte Stabzahl. Die in
el 3 angegebenen Zahlen stellen also das zulässige Viel-

fache der für die Tafel 2 zugrunde liegenden Geschwindigkeits-
werte dar¹⁵⁾.

¹⁵⁾ Körber und Eichinger, Die Grundlagen der bildsamen Verformung. Mitteilungen aus
dem K.-W.-Institut für Eisenforschung, Düsseldorf 1940. — Sachs, Praktische Metall-
kunde, Berlin 1934, Springer-Verlag.

Vermischtes

Grundwasserbrunnens im Gleitverfahren.

Der schwedischen Stadt Eskilstuna wird fast der gesamte
Bedarf aus dem Grundwasser gedeckt. Hierfür wurden im
1949 sechs Tiefbrunnen erstellt, die das Wasser aus 35 bis
Tiefe fördern. Die Brunnen werden von Tiefbrunnenpumpen
deren Elektromotor in einer Brunnenstube in 5 m Tiefe
ist. Erhöhter Wasserbedarf zwang 1953 zur weiteren An-
des Tiefbrunnens, dessen Gestaltung jedoch in Form eines
abrunnens vorgesehen wurde, der bis zum Grundwasser-
erabgeführt und auf dessen Bodenplatte eine Zentri-
pumpe aufgestellt wurde. Über die Baudurchführung für
enbrunnen sei kurz berichtet¹⁾.

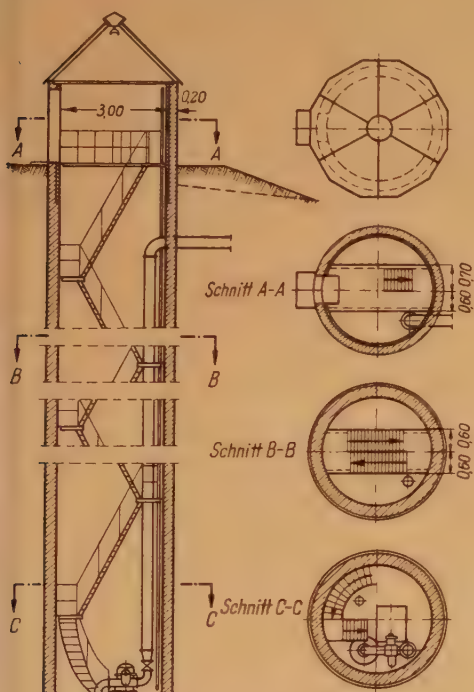


Bild 1. Prinzipskizze der Brunnenanlage.

Konstruktive Gestaltung des Brunnens.

Der Brunnen wurde auf einer An-
höhe mit kiesigem Untergrund nieder-
gebracht. Nach gründlicher Bodenunter-
suchung wurde seine Ausbildung nach
Bild 1 festgelegt. Gesamttiefe beträgt
22,50 m, wovon 2,50 m über der Erd-
oberfläche und 20 m — der unge-
fähren Lage des Grundwasserspiegels
entsprechend — im Boden liegen. Der
lichte Durchmesser beträgt 3 m, die
Wanddicke 30 cm. Angesichts der Be-
fürchtung von Bodenbewegungen, die
ein Kanten durch Geröllbewegung oder
Bergbruch verursachen könnten, wurde
der Betonkörper überbewehrt. Die
Bewehrung besteht aus schwedischem
Stahl KS 40 mit doppeltem rauten-
artigen Netz von 16 mm $\varnothing$, verlegt in
Abständen von 20 cm im unteren Teil
und von 10 mm $\varnothing$ in 30 cm Abstand
im oberen Teil des Brunnenkörpers.

Die Betongüte ist Btg I mit 350 kg Zement/m³ in wasserdichter
Ausführung.

Der Überbau ist bis 1 m Tiefe unter Erdoberfläche im Innern
mit 5 cm dicken Holzwohlplatten, die in die Schalung eingefügt
werden, verkleidet. Unten ist der Brunnen mit einem einbetonierten
Verstärkungsring von T-Stahl abgeschlossen, der einen um 20 cm
größeren Durchmesser erhält als der Brunnen. Bodenplatte und
Brunnenwände sind durch Befestigungen fest verbunden. Auf der
Platte ist eine Zentrifugalpumpe mit einer Leistung von 100 l/s
montiert. Sie entnimmt das Grundwasser über ein Saugrohr von
600 mm $\varnothing$, das von einem 10 m langen Spiralfilter von 300 mm $\varnothing$
umgeben ist, der seinerseits wiederum von einem Kiesfilter um-
schlossen wird. Saugrohr und Bodenventil der Pumpe sind aus
rostfreiem Material hergestellt.

Durchführung der Arbeiten.

Auf dem für den Brunnen vorgesehenen Platz wurde zunächst
eine 4 m tiefe Schachtgrube angelegt (Bild 2). Innerhalb einer mit

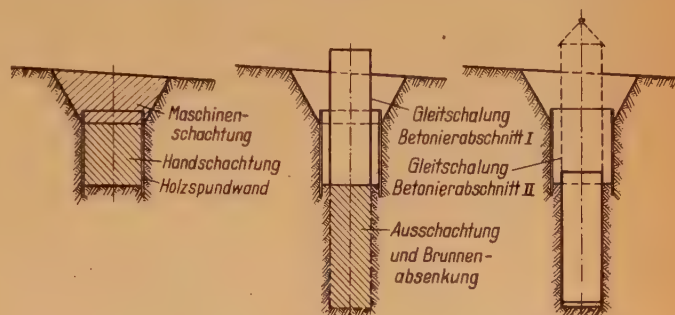


Bild 2. Schema des Arbeitsganges bei der Bauausführung.

Druckluft eingerammten Holzspundwand wurde dann mit Hand ein
Schacht von 5 $\times$ 5 m bis 9 m Tiefe ausgehoben. Für die Förderung
des Aushubs wurde ein gewöhnlicher Baukran verwendet. Er wurde
so an der Schachtgrube aufgestellt, daß er alle senkrechten Trans-
porte während der ganzen Bauzeit ausführen konnte. Auf dem
Boden der Spundwandgrube wurde auf einem Verstärkungsring
aus T-Stahl von 200 $\times$ 100 $\times$ 16 mm ein Bodenring betoniert, der
mit waagerechten Festhaltern und auf der Oberseite mit Veranke-
rungsstäben für die Brunnenwand versehen wurde.

Für die Betonierung des Brunnenkörpers war Gleitschalung nach dem
schwedischen Concretor-Prometo-Verfahren vorgesehen. Die Standard-
Gleitbaueinrichtung wurde auf dem Bodenring zusammengebaut
(Bild 3). Die Einrichtung besteht bekanntlich aus Stahlschalungs-

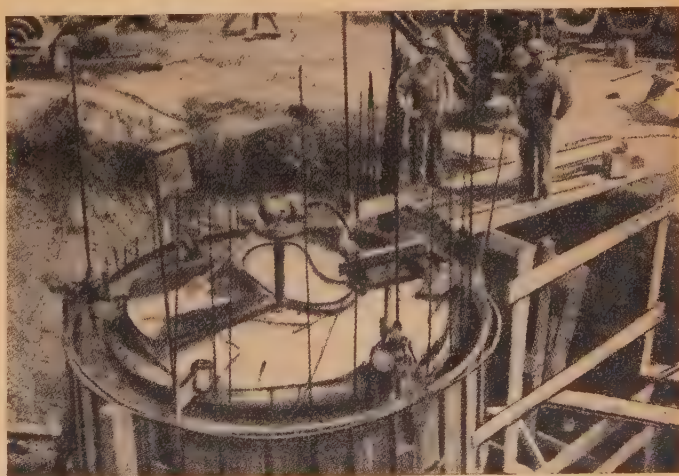


Bild 3. Der Gleitbau des Brunnenkörpers.

formen mit einer Höhe von 1,20 m, einer Arbeitsbühne aus einfachem Stahlfachwerk mit Holzhohlenbelag, drei hydraulischen Hubpressen, einer elektrischen Öldruckpumpe sowie Kletterstangen, Betonverteiler und Rüttleinrichtung. Zuerst wird die innere Schalungswand versetzt, dann die Arbeitsbühne errichtet. Anschließend wird die Außenschalungswand mit den Hebevorrichtungen aufgestellt. Der gesamte Arbeitszeitbedarf für das Montieren der Ausrüstung bis zum endgültigen Beginn des Betonierens betrug 36 Werkstunden, worin sogar das Heranbringen und Niederbringen der Ausrüstung einbegriffen sind.

Der 350-l-Betonmischer wurde so aufgestellt, daß er vom Baukran erreicht werden konnte. So konnte der Beton im Kübel vom Mischer zu dem in der Mitte der Arbeitsbühne aufgestellten drehbaren Betonverteiler gefördert werden, mit dem er in die Schalung eingebracht wurde. Da im Winter betoniert werden mußte, wurden die Zuschlagstoffe angewärmt. Als Kälteschutz wurde überdies eine Plane aus Segeltuch innerhalb, außerhalb und unterhalb der Gleitschalung aufgehängt. Ferner wurde ein elektrisches Heizelement auf dem Brunnenboden aufgestellt.

Im ersten Gleitbauabschnitt wurde ohne Unterbrechung betoniert, und zwar innerhalb von 24 Stunden in 2 Langschichten mit 3 Mann je Schicht. Davon war ein Mann am Mischer, ein zweiter an der Hubvorrichtung für den Beton und die Bewehrung und der dritte auf der Arbeitsbühne bei dem Verteilen und Verarbeiten des Betons, dem Verlegen der Bewehrung und dem Heben der Schalung tätig. Der erste Gleitbauabschnitt betrug 11 m und wurde in 69 Stunden vollendet. Das entspricht einer durchschnittlichen Gleitgeschwindigkeit von 16 cm je Stunde. Hierzu kommen knappe 3 Stunden für das Freisetzen der Schalung zur Lösung vom Beton.

Unmittelbar nach Abschluß der Betonierung des ersten Abschnittes wurde die Arbeitsbühne weggeräumt, so daß man für das spätere Herausheben der Erdmassen freien Zugang erhielt. Drei Wochen lang ließ man nun den Beton erhärten. Danach begann das Ausschachten und zugleich die Absenkung des Brunnens. Dabei wurde er in senkrechter Lage durch seifengeschmierte Holzklötze gesteuert, die auf den Spundwandrahmen ruhten. Die durchschnittliche Absenkgeschwindigkeit war 1 m je Achtstundenschicht. Nach abgeschlossener Absenkung wurde eine Abweichung von der Senkrechten von etwa 3 cm gemessen.

Nun wurde die Arbeitsbühne für den zweiten Gleitschalungsabschnitt wieder eingelegt. Dieser 10 m hohe Abschnitt nahm mit der gleichen Arbeitsverteilung und der gleichen Gleitgeschwindigkeit wie beim ersten Abschnitt 64 Stunden in Anspruch. Nach Beendigung der Arbeit wurden die Schalungen gehoben und die Betonierungseinrichtungen abgebaut. Hierfür wurden einschließlich der Wiedergewinnung der Kletterstangen 20 Werkstunden benötigt.

Schließlich wurde vom Brunnenboden aus ein 15 m langes Arbeitsrohr von 800 mm $\varnothing$ mit Hilfe zweier hydraulischer Pressen in den Boden eingepreßt. Gleichzeitig wurde innerhalb des Rohres der Boden durch einen am Baukran arbeitenden Schöpflöffel ausgeschachtet. Darauf wurde der 10 m hohe Spiralfilter eingebracht und das Saugrohr montiert, das Arbeitsrohr hochgezogen und gleichzeitig der Filterkies eingefüllt. Den Abschluß bildete die Herstellung einer 45 cm dicken Bodenplatte als Fundament der Pumpe.

Als Nebenarbeiten seien der Einbau einer Treppe auf die gesamte Brunnentiefe in vorbereitete Wandaussparungen, die Montage der Zentrifugalpumpe mit Ventil und Rohren, die Entfernung der Holzspundwand und die Herstellung des Daches erwähnt.

Die Gesamtbaukosten betrugen 60 000 schwed. Kronen. Die nun bereits einige Monate in Betrieb befindliche Anlage hat sich voll bewährt. Die Senkung des Grundwasserspiegels im Brunnen beträgt ungefähr 1,20 m bei 100 l/s Wasserförderung. v. Rothe.

Ursache eines Bauunfalles in Wien.

Im Mai 1952 stürzte ein Teil des neu errichteten Shed-Daches über der Montagehalle der Service-Station der „Österreichischen Fiat G.m.b.H.“ in Wien ein. Das Einsturzungsglück forderte drei Leicht- und einen Schwerverletzten.

Die Halle mißt rund 59 m Länge und 43 m Breite und hat eine Lichthöhe von 5 m. Die Dach- und Fensterflächen werden durch Fachwerkbinder getragen. Diese liegen rechtwinkelig zu den Fensterflächen und überspannen im Abstand von etwa 9 m mit zweimal 21 m die Halle von den Außenwänden zur Mittelstützenreihe.

14 Tage nach dem Ausrüsten stürzte einer der Binder ohne vorherige Anzeichen ein. Die Bruchstelle lag im Obergurt. Die Bilder 1 und 2 zeigen die Bruchstelle. Der Einsturz blieb zum Glück auf den einen Binder beschränkt. Zur Zeit des Unfalls war das Bauwerk mit 92% der rechnerischen Höchstlast belastet.

Wie immer in solchen Fällen wurden zunächst die verschiedenartigsten Ursachen als möglich erörtert. In seinem Gutachten für das Gericht konnte schließlich Hofrat Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Saliger als Einsturzursache eindeutig die unzureichende Festig-

keit des Betons an einer örtlich begrenzten Stelle des Obergurtes des Binders 7 feststellen.



Bild 1. Die Bruchstelle. Sie zeigt die Anhäufung von Bewehrungsstäben, die das Betonieren offensichtlich erschwert haben.

werkknoten sein. In der Tat wurde dort zu feinsandreichem Beton verwendet. Der Tauchrüttler konnte offenbar an diesen Stellen nicht eingeführt werden, da die Bewehrung zu dicht war. Bei solchen Arbeiten erhöhen die Arbeiter auch den Wassergehalt, um den Beton überhaupt richtig und nesterweise einbringen zu können. Ein Ausgleich durch erhöhten Zementzu-



Bild 2. Der gebrochene Obergurtstab. Die freien Bewehrungsstäbe waren im Knoten anker. Der Gurtstab liegt mit seiner Unterseite nach oben quer über dem benachbarten Obergurtstab. Man erkennt die große Breite bei kleiner Höhe.

um den Wassermengefaktor unverändert zu lassen, unterbleibt meist. Nachträglich ist dies nicht mehr zu erkennen. Wahrscheinlich kam auch zusätzliches Wasser vom Anrinnen der Schalung, die fast voll betonierten Streben und verdünnte den Beton an Knoten abwärts. Da dieser Fehler im Inneren des Betons eintrat, konnten die zahlreichen Kugeldruckversuche, die vor dem Ausrüsten gemacht wurden, diese Mangelstelle nicht finden.

Interessant ist weiter die Tatsache, daß in den Knoten der Binder 2 bis 8, mit Ausnahme des eingestürzten Binders 7, Festigkeiten ermittelt worden sind, die einem mittleren 28-Tage-Würfelfestwert von 180 kg/cm² entsprechen. Diese Festigkeit bleibt somit um gegen den Sollwert von 225 kg/cm² zurück. Zu dieser Tatsache nimmt Prof. Saliger in seinem Gutachten vom 10. Juli wörtlich, wie folgt Stellung:

„Die mittlere 28-Tage-Würfelfestigkeit von 180 kg/cm² würde für die Sicherheit des Bauwerkes ausreichen, wenn

Die Betonfestigkeit wurde lt. amtliche Prüfungszeugnisse an 4 Probewürfeln, die von der Bruchstelle entnommen worden waren (des Betons oberhalb der Bruchstelle) mit nur 68 kg/cm² (Mitte) 77 kg/cm² ermittelt. Das nachgewiesene Raumgewicht der Probewürfel von 2,00 steht in Einklang mit der Festigkeit der kleinen Festigkeitswerte und ist ein Hinweis, daß die geringe Festigkeit nicht Folge der Gestörtheit durch Einsturz war. Festigkeit ist ein Drittel des Wertes und kleiner, die rechnerische Druckspannung Obergurtes. Die geringe Festigkeit dürfte Folge der Erscheinung beim Einbringen des Betons in die dichte Bewehrung, besonders bei den

ungen der Festigkeit (von 124 bis 310 kg/cm²), also die Gleichmäßigkeit der Betongüte, nicht übermäßig groß wäre. beträgt

- 42 bis + 44% gegen den Mittelwert und
- 56 bis + 11% gegen den Sollwert.

ie ist damit wesentlich größer als bei einer gleichmäßig en Ausführung. Dazu tritt noch die Tatsache, daß an vielen en Nester vorhanden sind, das sind Betonteile, die viel bmaterial ohne ausreichende Menge von Mittel- und Fein- n enthalten.“

Grörterung des Einsturzungslückes hat Prof. Saliger n seinem Gutachten vom 10. Juli 1952, auch auf eine Reihe ngeln der Konstruktion hingewiesen, die, weil sie lehrreich er erwähnt werden sollen.

Diagonalen der Fachwerkbinder verliefen in Richtung der ragen des Sagedaches. Es gab daher in einer Fachwerk- angdiagonalen, in der anderen Hälfte Druckdiagonalen, eben- selte die Beanspruchung der Fachwerkständer. Außerdem sich das Schrägdach nicht, wie üblich und erprobt, von äpfette zu einer Firstpfette, sondern lag mit waagerechten tonbalken auf den Diagonalen des Fachwerks auf. Der rt ist 80 cm breit, aber nur 25 cm hoch. Er liegt im Freien, alle anderen Fachwerkteile unter Dach sind.

utachten Saligers heißt es nun u. a.:

Bewehrung der zugbeanspruchten Ständer ist mit unge- n Haftlängen in den Gurten verankert, dasselbe gilt von bewehrten Schrägstäben. Für die druckbeanspruchten Wand- sind an manchen Stellen ebenfalls zu kurze Übertragungs- vorhanden.“

Knoten sind mit zu wenig Fleisch ausgebildet. Insbeson- det der Obergurt mit 25 cm Dicke zu geringe Veranke- glichkeiten. Vom Stahlfachwerk wissen die Konstrukteure, die Kraftübertragung Knotenbleche erforderlich sind. Eine Gestaltung ist auch im Stahlbetonbau erforderlich, um ende Haftlängen sicherzustellen. Die unstetige Form der scharf einspringende Ecken und Kerben, fördern die Riß- und vermindern die Knotenfestigkeit. Für diese Mängel ie Berechnung der Nebenspannungen keinen Ersatz. Da- ann aus der Größe der Nebenspannungen auf die Güte des ksystems geschlossen werden, und damit ergeben sich An- kte, welche Fachwerkformen vermieden und welche bevor- rden sollen.“

er ist in den Ausführungsentwürfen nirgends der Krüm- almesser der Abbiegungen und Endhaken angegeben. Bei- keren Bewehrungsstäben sind die Endhaken zu eng ge- der örtliche Druck wird dadurch hoch und die erhoffte irkung ist nicht voll vorhanden.“

Mangel der Ausführungsentwürfe ist die unvollkommene lung an den Knoten. An diesen Gurtstellen sollten die lot- und schrägen Bügel dicker sein und in engeren Maschen net sein.“

bschnitt „Nachprüfung der vorgelegten Standberechnung“

utachtens stellt Prof. Saliger abschließend fest: e hier beispielsweise ausgewiesenen Sicherheitsgrade und uthungen sowie die anderen, nachgeprüften Werte liegen b der durch die Stahlbetonnorm DIN 1045 festgesetzten uthungen und Sicherheitsgrade, aber nahe den Grenz- Keith, Bad Ischl.

hrung des Hollywood-Theaters in Toronto durch die undbahn¹).

Bau der neuesten Untergrundbahn Nordamerikas in To- ntario, war u. a. das Hollywood-Theater zu unterfahren. ich wurden seine Wände auf Stahlträger abgesetzt, die albetonmauern ruhen, die zu beiden Seiten des U-Bahn- in der üblichen Form in kurzen Stücken zwischen Spund- niedergetrieben worden waren.

igenartige und ungewöhnliche Aufgabe stellte dagegen die rung der Theatersäule, deren Betonfußböden unmittelbar Erreich auflagen.

nterfahrung des Theaterfußbodens zeigen der Quer- und nitt des Bildes 1. Nachdem die Ziegelaußenwand des Thea- ch einen starken 36×16½ WF 300-Stahlbalken, der auf albetonmauern aufgelagert war, abgefangen worden war, a die Arbeiter mit den Untermierungsarbeiten des Fuß- ie stießen von beiden Enden her entlang der Innenseite der Außenwand nach der Tunnelmitte vor, und zwar in einer n 2,10 m, was 30 cm mehr war als die Länge der 7,5 cm vorgefertigten bewehrten Leichtbetonplatten, die den Fuß- agen sollten. Sobald die Unterfläche des Fußbodens frei-

gelegt worden war, wurden die Tafeln untergeschoben und zwischen- zeitlich durch Pfosten abgestützt. Nach Fertigstellung eines ganzen Streifens wurde ein 18×8¾ WF 64-Stahlträger unter den Tafeln eingezogen und auf den seitlichen Stahlbetonmauern aufgelagert. Hölzerne Keile wurden zwischen den Balken und die Tafeln ge- trieben, um die Fußbodenhöhe genau zu justieren. Anschließend

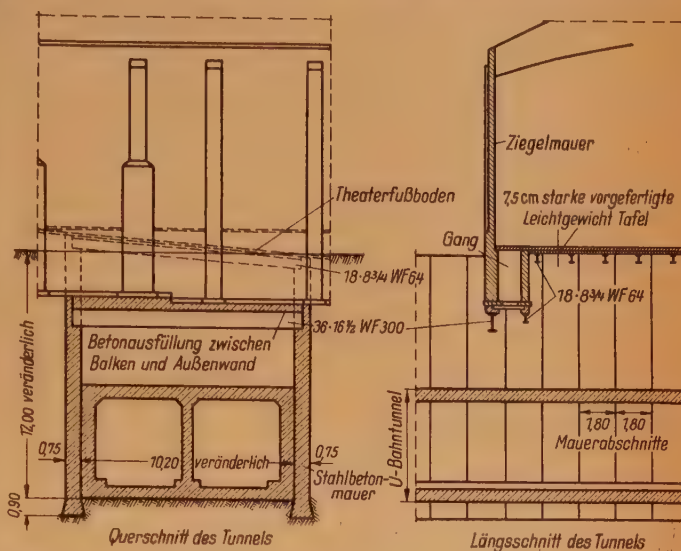


Bild 1. Ein schwerer Balken trägt die Südwand des Hollywood-Theaters über dem U-Bahn-Tunnel. Leichtere Balken, überspannt von vorgefertigten Stahlbetontafeln, tragen den Fußboden.

wurden die Keile nach und nach durch Mörtel ersetzt. Der gleiche Vorgang, Unterminieren, Unterschieben der Tafeln, Einziehen der Träger und Justierung wurde noch mehrmals wiederholt, bis der ganze Fußboden unterfangen war. Dann konnte mit der Anschachtung des Tunnels begonnen werden. Weiß.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Fritz: Ausgleich des Reibungsverlustes beim Spannen. B. u. St. 48 (1953), Heft 10, S. 225 bis 229.

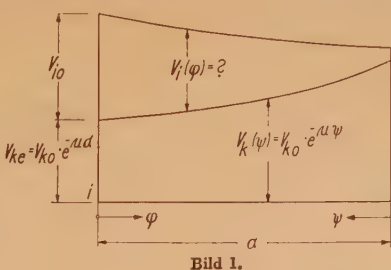
Vorbemerkung:

Wir bringen nachstehend zwei Zuschriften, die auf verschiedenen Wegen zu der gleichen Berichtigung führen, weil wir glauben, damit einem größeren Leserkreis zu dienen. Die Schriftleitung.

1. Zuschrift.

Beim Aufstellen der maßgebenden Differentialgleichung des Problems (Gl. 20 a. a. O.) ist ein Fehler in der Gleichgewichtsbedingung unterlaufen, der sich so auswirkt, daß das von Prof. Fritz vorgeschlagene Spanungsverfahren den von ihm erwarteten günstigen Ausgleich des Reibungsverlustes nicht bringt.

Es wird zuerst am rechten Ende k mit V_{ko} gespannt. Der Verlauf der Kraft $V_k(\psi)$ ist dann bekanntlich



$$V_k(\psi) = V_{ko} \cdot e^{-\mu\psi} \text{ und } V_k(\psi = \alpha) = V_{ko} \cdot e^{-\mu\alpha} = V_{ki}$$

Danach wird am linken Ende i mit V_{io} zusätzlich gespannt, und das von Fritz behandelte Problem ist durch die Frage gekennzeichnet, welches der Verlauf der Kraft $V_i(\varphi)$ ist (Bild 1).

Unter Beachtung, daß $\psi = \alpha - \varphi$ und $ds = r d\varphi = -r d\psi$, erhalten wir die Gleichgewichtsbedingung (Bild 2):

$$(1a) \quad dV_i(\varphi) + dV_k(\varphi) + \mu [V_i(\varphi) + V_k(\varphi)] d\varphi = 0;$$

mit der Substitution

$$U(\varphi) = V_i(\varphi) + V_k(\varphi)$$

lautet die Gleichung

$$\frac{dU}{d\varphi} + \mu \cdot U = 0 \text{ und}$$

$$U = V_i + V_k = e^{-\mu\varphi} \cdot C$$

$U(\varphi=0) = C = V_{i0} + V_{k0}$ und damit

$$(1) \quad V_i + V_k = (V_{i0} + V_{k0}) \cdot e^{-\mu\varphi}$$

mit $V_k = V_{k0} \cdot e^{-\mu(\alpha-\varphi)}$ wird

$$(2) \quad V_i(\varphi) = V_{i0} \cdot e^{-\mu\varphi} - V_{k0} \cdot 2 \sin \mu\varphi$$

(statt Gl. 21 a. a. O.).

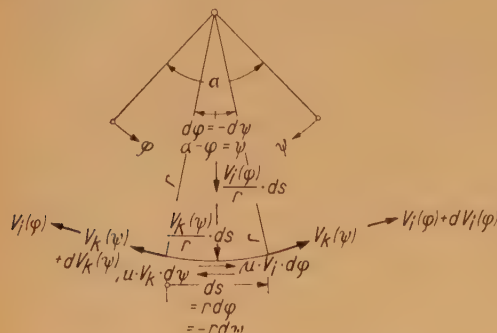


Bild 2.

Gl. (1) zeigt das für das behandelte Problem entscheidende Ergebnis, daß der Spannungszustand im Seil unabhängig davon ist, in welcher Reihenfolge V_{i0} und V_{k0} aufgebracht werden.

Unter dem Fehler der maßgebenden Gl. leiden naturgemäß auch die weiteren Fritzschen Entwicklungen, z. B. die Gleichungen für den Vorgang des einseitigen bzw. zweiseitigen Mehrspannens und anschließenden Entspannens. Es werde erst mit $\bar{V}_0$ am Ende k gespannt und danach daselbst um $\mathfrak{V}_0$ auf V_0 entspannt. Gefragt ist nach $\mathfrak{V}(\psi)$ (Bild 3).

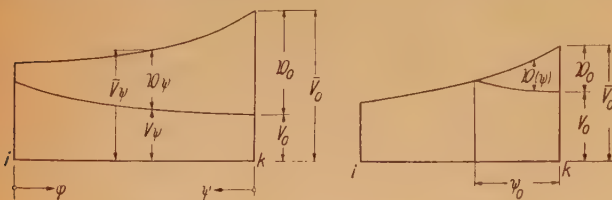


Bild 3.

Bild 4.

Mit entsprechenden Überlegungen wie oben erhält man

$$(3) \quad \mathfrak{V}(\psi) = \mathfrak{V}_0 \cdot e^{\mu\psi} - \bar{V}_0 \cdot 2 \sin \mu\psi$$

statt Gl. 28 a. a. O.,

und für genügend kleine $\mathfrak{V}_0$ erhält man den Bereich ψ_0 , auf den sich die Auswirkung von $\mathfrak{V}_0$ beschränkt (Bild 4),

$$(4) \quad \psi_0 = \frac{1}{2\mu} \cdot \ln \frac{\bar{V}_0}{\bar{V}_0 - \mathfrak{V}_0}$$

statt Gl. 29 a. a. O.

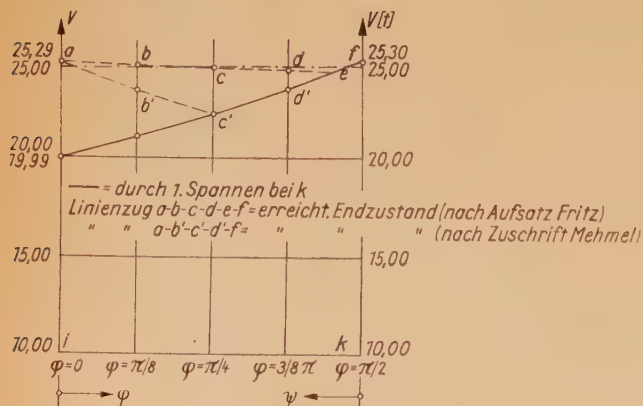


Bild 5.

Auf die Rechenbeispiele angewendet, ergibt sich folgendes:

1. Der Fall des Beispiels 3 ist identisch mit dem des Beispiels 2; in beiden Fällen beträgt der Spannkraftverlust 11,1%, während die Fritzsche Rechnung für Beispiel 3 einen Verlust von nur 1,2% ergibt.
2. Im Beispiel 4 ergibt sich beim Entspannen auf 25 t zunächst ein Anwachsen der Kraft auf 25,79 t über einen Winkel $\varphi_0 = \psi_0 = 0,21$. Um den höchstzulässigen Wert von 25 t nicht zu überschreiten, muß man auf eine geringere Kraft als 25 t, und zwar von 26,63 t auf 23,47 t entspannen.

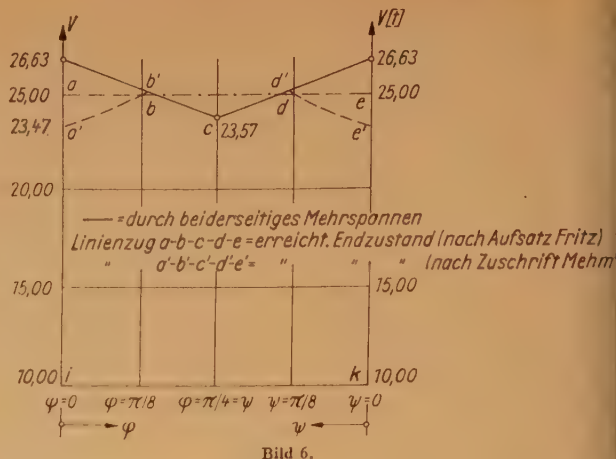


Bild 6.

Die vergleichenden Ergebnisse der Rechenbeispiele sind Bild 5 und 6 aufgetragen.

A. Mehr

2. Zuschrift.

I. Leider ist Professor Fritz bei der Ableitung der Gleichung in Irrtum unterlaufen. Dafür gibt es zwei Beweise.

1. Bei der Nachprüfung der Ableitung von Gleichung (15) bei Bild 1 zu betrachten, das eine Ergänzung des Bildes 2 von Fritz darstellt. An der Stelle ψ entsteht auf der Strecke $d\psi$ für ein Zuwachs

$$dV_{i\psi} = a + b, \text{ wobei}$$

$$a = \mu (V_{i\psi} + V_{k\psi}) d\psi = \mu (V_{i\psi} + V_{k0} \cdot e^{-\mu\psi}) d\psi \text{ und}$$

$$b = \mu V_{k\psi} \cdot d\psi = \mu V_{k0} \cdot e^{-\mu\psi} \cdot d\psi,$$

während Prof. Fritz $dV_{i\psi} = \mu (V_{i\psi} + V_{k\psi}) d\psi$ schreibt.

Prof. Fritz setzt also $a = dV_{i\psi}$. a ist aber der resultierende Gesamtzuwachs, in dem der Einfluß von $V_{i\psi}$ und $V_{k\psi}$ enthalten ist, wenn man aber den Zuwachs von $V_{i\psi}$ allein haben will, muß man zu a noch b dazuzählen. Aus $dV_{i\psi} = a + b$ wird nun

$$dV_{i\psi} = \mu (V_{i\psi} + V_{k0} \times e^{-\mu\psi}) d\psi + \mu V_{k0} \times e^{-\mu\psi} \cdot d\psi.$$

Hieraus erhält man die neue Differentialgleichung

$$\frac{dV_{i\psi}}{d\psi} - \mu \cdot V_{i\psi} = 2\mu V_{k0} \cdot e^{-\mu\psi}$$

gegenüber Prof. Fritz

$$\frac{dV_{i\psi}}{d\psi} - \mu \cdot V_{i\psi} = 1\mu V_{k0} e^{-\mu\psi}$$

Also besteht der Unterschied lediglich in den durch Fettdruck gekennzeichneten Faktoren, weshalb die auf $\varphi = \alpha - \psi$ abgestimmte Lösung

$$V_{i\psi} = V_{i0} \cdot e^{-\mu\psi} - 2V_{k0} \cdot \sin \mu\psi$$

ebenfalls sich nur durch den Faktor des zweiten Summanden Gleichung (21) abweicht.

Damit hat man genau dieselben Verhältnisse wie beim gleichzeitigen und gleichmäßigen Spannen an beiden Spanngliedern dem in üblicher Weise für die Mitte des vorgespannten I-rundstückes

$$V_{\psi} = \frac{\alpha}{2} = V_0 \cdot e^{-\mu \frac{\alpha}{2}}$$

gilt.

2. Es ist ja aus dem konstruktiven Gefühl heraus auch gar anders zu erwarten, daß es hinsichtlich des Endresultates praktisch dasselbe ist, ob man an beiden Enden gleichzeitig oder hintereinander spannt. Wie sollte man sich das auch physikalisch erklären?

Man bekommt ein besseres Gefühl für die Reibungsvorgänge, man statt einer fortlaufenden Krümmung einzelne Umlenkpunkte annimmt. Dabei entsteht dann ein stufenförmiger Verlauf der Spannkraft, wie es ja tatsächlich auch beim Verfahren 1 Leonhardt üblich ist (s. Bild 2). Die Treppe der Vorspannkraft fällt beim ersten Spannen von rechts fortschreitend nach links. Wenn nun das zweite Spannen vom anderen Ende aus beginnt,

an der Umlenkstelle 1 zwischen Punkt a und c beliebig viele Gewichtslagen möglich; erst wenn die Vorspannkraft am Ende über c hinaus steigt, wird die Reibung an der Stelle 1 und die Vorspannkraft von der linken Spannstelle

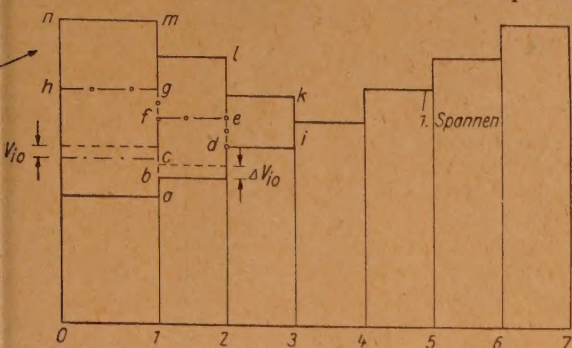


Bild 2.

ich in die Strecke 1—2. Die Steigerung um ΔV_{i0} über c gibt einen Zuwachs ΔV_{i0} auf der Strecke 1—2. Spannt man am Ende weiter, so kann erst, wenn Punkt d an der Um-2 erreicht ist, weitere Spannkraft nach 2—3 gelangen. Der an dieser Grenze ist durch die Linie $d-e-f-g-h$ gegeben. In der gleichen Weise erhält man die nächste Grenzlinie $i-k-l-m-n$. Die typische V -förmige Verlauf der Vorspannkraft, an beiderseitigen, gleichzeitigen Spannen von beiden Enden entsteht und der im Mittelfeld einen mehr oder weniger gleichmäßigen Abfall der Vorspannkraft gegenüber den Spann-erkennen läßt. Wie man trotzdem die Verluste an Vorspann-errington kann, hängt mit konstruktiven Maßnahmen zu- sammen, die hier nicht zu erörtern sind. Im übrigen ist — wie bei Prof. Fritz — in der Rechnung vorausgesetzt, daß die Reibungsziffer an allen Umlenkpunkten in allen zeitlichen Spann-beim Vor- und Zurückspannen dieselbe ist und zwischen den Punkten keine Reibung, z. B. durch Verklemmung der vom zusammengedrückten Umhüllung, entsteht.

dem jetzt diese Erkenntnis gewonnen ist, kann man Gleichung (21a) auch ohne Differentialgleichungen ansprechen:

$$\begin{aligned} V_i &= V - V_k = (V_{i0} + V_{ke}) e^{-\mu \varphi} - V_{ke} \cdot e^{\mu \varphi} \\ &= V_{i0} \cdot e^{-\mu \varphi} - V_{ke} (e^{\mu \varphi} - e^{-\mu \varphi}) \\ &= V_{i0} \cdot e^{-\mu \varphi} - 2 V_{ke} \cdot \sin \mu \varphi \end{aligned} \quad (21a)$$

die von Prof. Fritz entwickelte Formel für das einseitige Spannen und anschließende Entspannen (28) bedarf einer Ergänzung.

für den Verlauf der Vorspannkraft beim Überspannen (Bild 3, d) gilt $V_\psi = \bar{V}_0 \cdot e^{-\mu \psi}$,

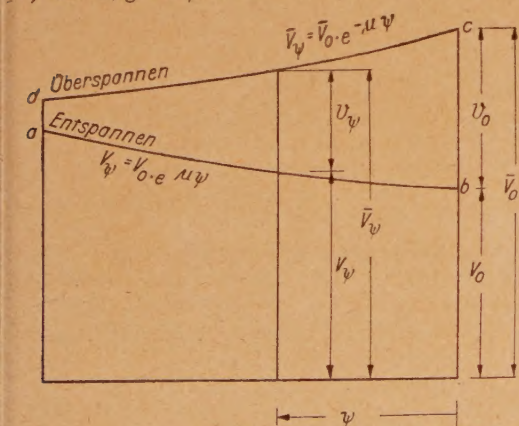


Bild 3.

durch das Entspannen gegebene Kurve ab gilt $V_\psi = V_0 \cdot e^{\mu \psi}$ (28').

gibt sich daher als Entlastungskraft

$$\begin{aligned} V_\psi &= \bar{V}_\psi - V_\psi = \bar{V}_0 \cdot e^{-\mu \psi} - (\bar{V}_0 - V_0) e^{\mu \psi} \\ &= V_0 \cdot e^{\mu \psi} - 2 \bar{V}_0 \cdot \sin \mu \psi \end{aligned} \quad (28') \text{ vgl. Mehmel (3)}$$

Fritz $V_\psi = V_0 \cdot e^{\mu \psi} - 1 \bar{V}_0 \cdot \sin \mu \psi$ (28) für den Grenzfall des Bildes 4, d. h. wenn vollkommen entlastet wird $V_0 = V_\psi = 0$ wird, ergibt sich nach der berichtigten (28')

$$V_\psi = \bar{V}_0 \cdot e^{\mu \psi} - 2 \bar{V}_0 \cdot \sin \mu \psi = \bar{V}_0 \cdot e^{-\mu \psi} = \bar{V}_\psi,$$

was sich die gemachte Voraussetzung $V_\psi = \bar{V}_\psi$ bestätigt.

3. In dem von Prof. Fritz gewählten Zahlenbeispiel (s. Bild 5) verläuft die Vorspannkraft am Schlusse der von 26,63 t auf 25,00 t gehenden, von beiden Seiten her erfolgenden Entlastung nach der Linie ab bzw. ed , wobei d mit 24,95 t theoretisch noch unter den

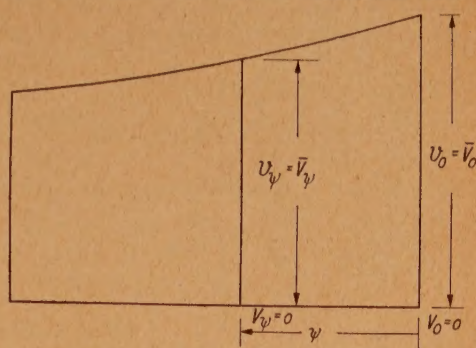


Bild 4.

25,00 t der Spannenden liegt, was natürlich nicht sein kann. Schön rein gefühlsmäßig sind die Linien afb bzw. egd , die nach Gleichung (28') gewonnen sind, wahrscheinlicher. Vgl. Mehmel Bild 6.

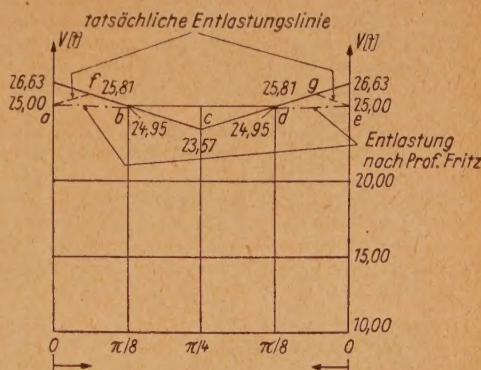


Bild 5.

III. Wenn man die Ergebnisse verallgemeinert, ergibt sich folgender wichtiger Satz:

Folgt auf das erste Spannen ein zweites Spannen in der entgegengesetzten Richtung, sei es als Überspannen oder als Entspannen, so verlaufen die in den Spannungsgliedern vorhandenen Kräfte am Ende des ersten und am Ende des zweiten Spanns nach derselben Grundgleichung $V = V_0 \cdot e^{-\mu \psi}$ bzw. $V = V_0 \cdot e^{\mu \psi}$ (wobei also V die von der Grundlinie des Diagramms bis zur V -Linie gemessenen Kräfte darstellt, siehe z. B. Bild 3, wo die Grundgleichungen an beiden Linien angeschrieben sind). Berechnet man daher die durch das zweite Spannen entstehenden Zusatz- oder Nachlaßkräfte, so erhält man sie als Differenz der nach der Grundgleichung verlaufenden, auf die Grundlinie bezogenen Vorspannkraft. Nach den Ableitungen von Prof. Fritz hätte die durch das zweite Spannen erzeugte Linie nicht mehr der Grundgleichung $V = V_0 \cdot e^{-\mu \psi}$ bzw. $V_0 \cdot e^{\mu \psi}$ gehorcht. Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß beide Auffassungen für das erste und zweite Spannen an allen Punkten das gleiche μ voraussetzen.

IV. Als Folge der geänderten Gleichungen (21') und (28') ergeben sich für eine große Zahl der übrigen Gleichungen folgende Berichtigungen.

Berichtigt:

$$V_{i\varphi} = V_{i0} \cdot e^{-\mu \varphi} - V_{k0} [e^{-\mu (\alpha - \varphi)} - e^{-\mu (\alpha + \varphi)}] = V_{i0} \cdot e^{-\mu \varphi} - 2 V_{k0} \cdot \sin \mu \varphi \text{ vgl. Mehmel (2)} \quad (21')$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{2\mu} \ln \frac{V_{i0} + V_{k0}}{V_{k0}} \quad (22')$$

$$A_{i0} = \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \frac{r}{\mu} [V_{i0} (1 - e^{-\mu \varphi}) - 2 V_{k0} (\cos \mu \varphi - 1)] \quad (23')$$

$$A_{i0} \sim \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) r \varphi \left[V_{i0} - \frac{\mu \varphi}{2} (V_{i0} + 2 V_{k0}) \right] \quad (24')$$

Die Gleichung (24') kann man in einfacher Weise auch dadurch aufschreiben, daß man die Längung von V_i an der Stelle $\varphi/2$ errechnet:

$$A_{i0} \sim \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \cdot r \cdot \varphi \cdot V_{i\varphi/2}$$

$$V_\psi = V_0 \cdot e^{\mu \psi} - 2 \bar{V}_0 \sin \mu \psi \quad (28')$$

$$\psi_0 = \frac{1}{2\mu} \ln \frac{\bar{V}_0}{V_0 - V_0} \quad (29')$$

$$\delta_o = \frac{r}{\mu} \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \cdot [\mathfrak{B}_o (e^{\mu\psi} - 1) - 2 \cdot \bar{V}_o (\mathfrak{C} \circ [\mu\psi - 1])] \quad (31')$$

$$\delta_o \sim \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) r \psi \cdot \left[\mathfrak{B}_o + (\mathfrak{B}_o - 2 \bar{V}_o) \frac{\mu\psi}{2} \right] \quad (32')$$

$$V_{i\varphi} \sim V_{i0} \left[1 - \mu\varphi + \frac{1}{2} (\mu\varphi)^2 \right] - 2 V_{k0} \cdot \mu\varphi \left[1 + \frac{1}{6} (\mu\varphi)^2 \right] \quad (21'')$$

$$\Delta i_o \sim b_\varphi \left[\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{S_b} \left(c^2 + \frac{4}{3} cf + \frac{8}{15} f^2 \right) \right] \times \left[V_{i0} - \frac{1}{2} \mu\varphi (V_{i0} + 2 V_{k0}) \right] \quad (44')$$

$$\mathfrak{B}_\psi \sim \mathfrak{B}_o \left[1 + \mu\psi + \frac{1}{2} (\mu\psi)^2 \right] - 2 \bar{V}_o \mu\psi \left[1 + \frac{1}{6} (\mu\psi)^2 \right] \quad (47')$$

$$\delta_o \sim b_\psi \left[\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{S_b} \left(c^2 + \frac{4}{3} cf + \frac{8}{15} f^2 \right) \right] \times \left[\mathfrak{B}_o + \frac{1}{2} \mu\psi (\mathfrak{B}_o - 2 \bar{V}_o) \right] \quad (49')$$

Völter u. Eisenmann.

Erwiderung

Die Zuschriften von Prof. Dr. Mehmel, Dipl.-Ing. Völter und Eisenmann haben auf einen Irrtum aufmerksam gemacht, für dessen Richtigstellung ich danke.

Nach einer Mitteilung der Schriftleitung mußte der Abdruck des theoretischen Teiles meines Aufsatzes seinerzeit leider vorverlegt werden, so daß die von mir als Anhang vorgesehene Überprüfung der Ergebnisse durch ergänzende Spann- und Reibungsversuche insbesondere für die Spannarten 3 und 4 nicht mehr rechtzeitig möglich war und nur noch durch einen Fußnotenhinweis angekündigt werden konnte.

Nach Abschluß dieser Versuche möchte ich daher als Ergänzung den in Aussicht gestellten Versuchsbericht hier nachholen. Er läßt ebenfalls erkennen, daß eine Richtigstellung meiner für die Spannarten 3 und 4 aufgestellten Beziehungen erforderlich gewesen wäre. Gleichzeitig bringt er aber auch eine Klarstellung der Frage, ob bei mehrmaligem und richtungsverschiedenem Spannen und Nachlassen mit einem stets gleichbleibenden Reibungsbeiwert gerechnet werden kann.

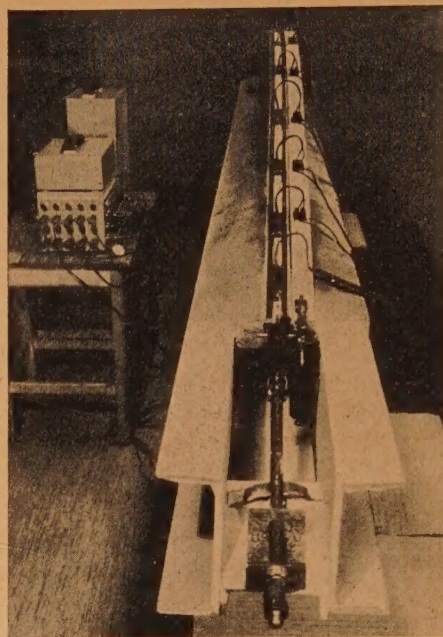


Bild 2.

errechneten Spannkraftverläufen gegenübergestellt. (Bild 3, auch Mehmel, Bild 5). Dabei wurde auch für das 2. Spannen nächst der aus dem 1. Spannen errechnete Reibungswert $\mu =$ eingesetzt. Die gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten läßt erkennen, daß die Annahme eines für beide Spannvorgänge gleichbleibenden Reibungsbeiwertes im vorliegenden Fall berechtigt war.

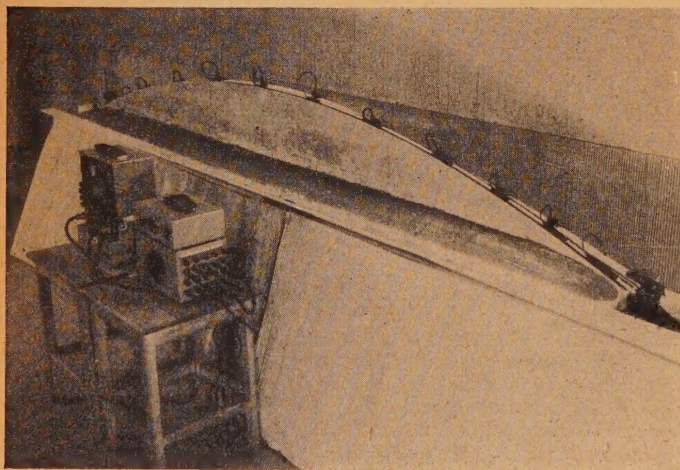


Bild 1.

Den im folgenden beschriebenen Versuchen gingen zunächst einige Vorversuche zur Ermittlung und Ausschaltung von Fehlerquellen voraus, über die hier aber nicht berichtet werden soll.

Als Versuchsträger wurde eine 300 cm lange und 3 cm dicke Betonscheibe hergestellt, deren stetig gekrümmte Oberseite mit einem Raupapierband beklebt wurde. Als Spannglied wurde ein 10 mm breites Federstahlband von 0,4 mm Dicke aufgelegt, das an beiden Enden in beliebiger Reihenfolge gespannt und entspannt werden konnte und einen Gesamtumlenkwinkel von $\alpha = \frac{\pi}{4}$

aufwies (Bild 1 u. 2). Zur Ermittlung der Reibungsverluste und Überprüfung der bei unterschiedlichen Spannarten maßgebenden Gesetzmäßigkeiten für den Verlauf der Spannkraftkurven wurden an 13 Stellen des Stahlbandes Dehnungsgeber von Dr. Huggenberger aufgeklebt. Durch Vorversuche wurde zunächst nachgewiesen, daß bei dem für die Geber vorgesehenen besonderen Aufklebverfahren auch bei sehr hohen Stahlbandspannungen praktisch kein störendes „Geberkriechen“ zu erwarten ist. Durch stufenweises Anbringen von Gewichten am lotrecht aufgehängten Stahlband wurden außerdem für alle Dehnungsgeber Eichkurven ermittelt und aufgetragen, die im Bereich der maßgebenden Versuchs-

beanspruchungen einen regelhaften linearen Verlauf zeigten.

Beim Versuch Nr. 1 wurde zunächst Geber 1 gespannt, wobei dort $V_{k0} = 130$ kg erreicht war. Geber 13 wurde gegenüberliegend gespannt, wobei dort $V_{k0} = 130$ kg gemessen. Dann wurde bei Geber 13 so nachgespannt, daß dort ebenfalls eine Gesamtspannkraft von 182 kg erreicht war. Die aus Geberdehnungen ermittelte Elastizitätsmodul von 12 100 000 kg/cm² rechnet bzw. den Eichkurven entnommen. Die Spannkraft-Meßwerte wurden aufgetragen und den theoretisch

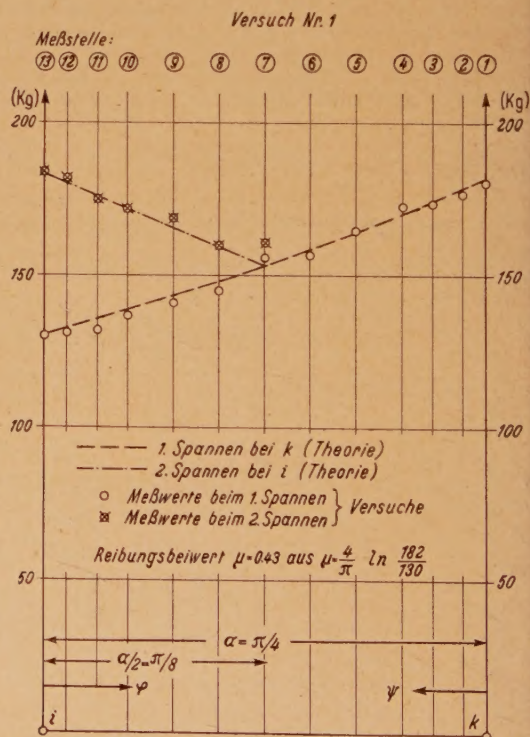


Bild 3.

Beim Versuch Nr. 2 wurde zunächst bei Geber 1 wieder $V_{k0} = 182$ kg gespannt, wobei sich erneut am Verankerungsgeber $V_{k0} = 130$ kg und damit der Reibungsbeiwert $\mu = 0,43$ feststellte. Anschließend wurde bei Geber 13 solange nachgespannt, bis dort eine Gesamtspannkraft von 302 kg einstellte. Aus diesem Versuch ergab sich eine sehr befriedigende Übereinstimmung zwischen den Meßwerten und den mit einem gleichbleibenden Reibungsbeiwert $\mu = 0,43$ errechneten theoretischen Spannkraftverläufen (Bild 4).

Durch den Versuch Nr. 3 sollte der Einfluß des Spannvorganges untersucht werden. Es wurde diesmal zunächst Geber 13 bis auf $V_{i0} = 182$ kg gespannt, wobei sich am Ver-

de, d. h. am Geber 1 ein $V_{ie} = 130$ kg einstellte und damit $\mu = 0,43$ bestätigte wurde. Anschließend wurde bei Geber 13 entspannt, bis dort eine Gesamtspannkraft von 130 kg er-
rar (Bild 5). Auch diesmal ergab sich bei Annahme eines
ichbleibenden $\mu = 0,43$ eine gute Übereinstimmung zwischen
suchswerten und den theoretisch bestimmten Spannkraft-
n.

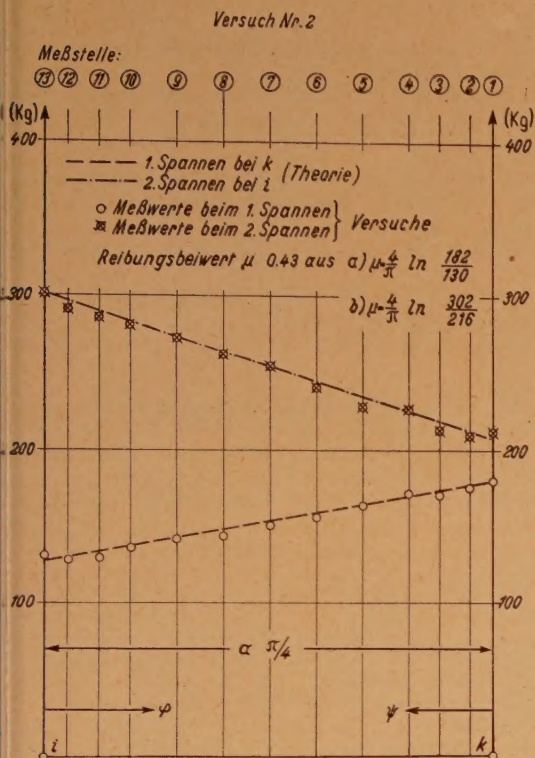


Bild 4.

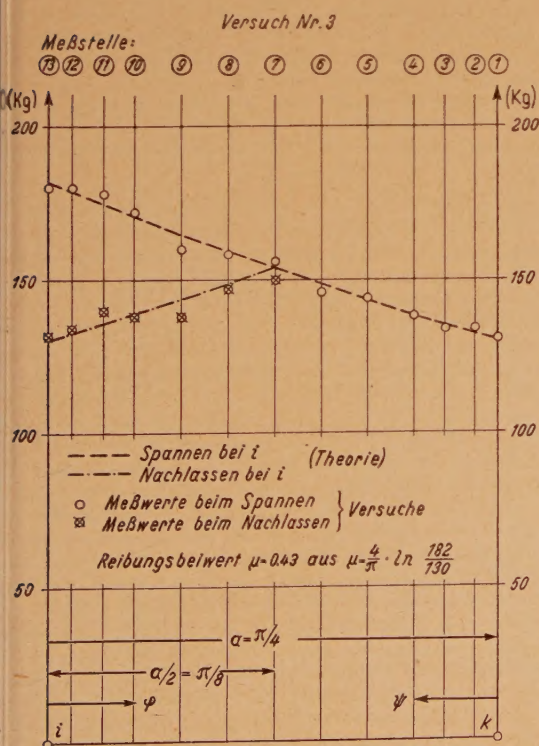


Bild 5.

Versuch Nr. 4 wurde zunächst bei Geber 1 auf $V_{ko} = 179$ kg
pannt, was am Verankerungsende $V_{ko} = 128$ kg ergab und
den Reibungsbeiwert $\mu = 0,43$ erbrachte. Anschließend
die Spannkraft bei Geber 1 durch Nachlassen in zwei Stufen
ert. Die Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuchs-
war auch bei diesem Versuch sehr gut (Bild 6).

Alle Versuche wurden mehrmals wiederholt und ergaben stets
praktisch dieselben Ergebnisse.

Es könnte nun noch die Frage aufgeworfen werden, inwieweit
diese idealisierten Versuche als „Modellversuche“ zu werten sind
und bezüglich ihrer Ergebnisse auf die bei Spannbetontragwerken
vorliegenden Verhältnisse übertragen werden können. Dies soll im
folgenden durch eine kritische Betrachtung der von der Bundesbahn

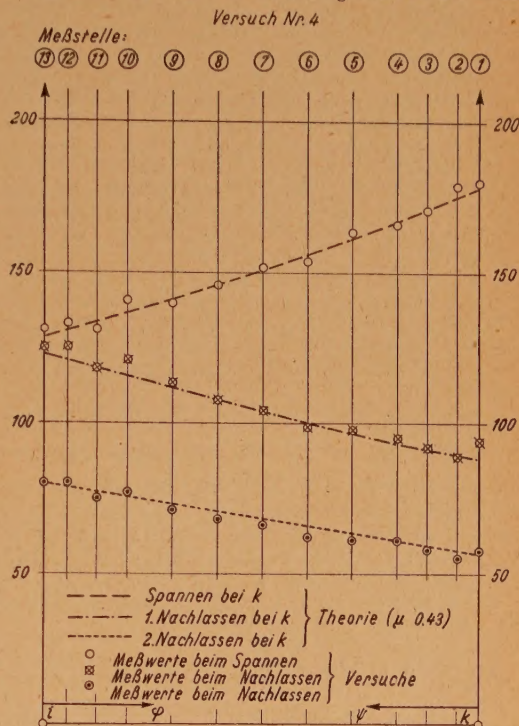


Bild 6.

an der Spannbetonbrücke bei Grifte durchgeführten Spannungs-
messungen¹⁾ an St. 90-Spanngliedern untersucht und nachgewiesen
werden. Das in dieser Abhandlung auf S. 47 aufgetragene Bild 24 b
stellt auch den Fall eines 1. Spannens an der Meßstelle 11 und eines
anschließenden Nachspannens an der Meßstelle 13 dar (vgl. hier

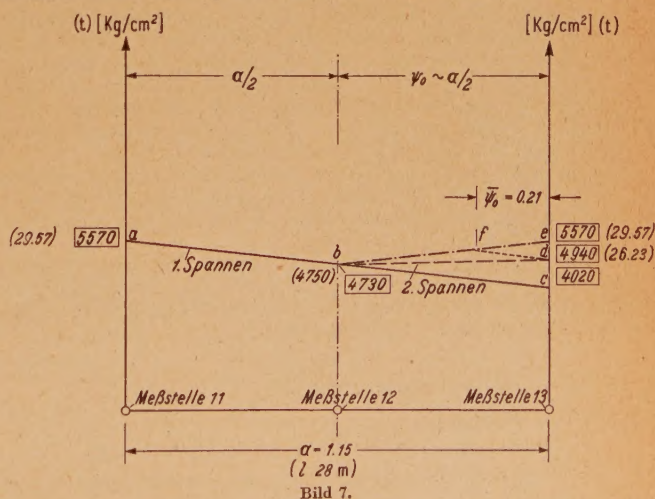


Bild 7). Als Folge des 1. Spannens stellten sich die Spannstahl-
spannungen 5570, 4730 und 4020 kg/m² ein, die den Spannkraftver-
lauf a b c ergaben. Der Auswirkungsbereich des anschließend durch-
geführten Nachspannens an der Meßstelle 13 ergab sich mit $\varphi_0 = \frac{\alpha}{2}$,

da die an der Meßstelle 12 ermittelte Spannung von 4750 kg/m²
praktisch keine Vergrößerung der nach dem 1. Spannen dort ge-
messenen Spannung von 4730 kg/m² bedeutet. Nach Mehrmal hätte
sich nun für diesen Fall an der Stelle 13 eine Spannung von
5570 kg/m² und der Spannkraftverlauf b e ergeben müssen. Es
wurde aber die Spannung 4940 kg/m² gemessen und der Spann-
kraftverlauf b d eingetragen. Es besteht daher scheinbar ein Wider-

¹⁾ Bührer, „Eisenbahnbrücken aus Spannbeton“, Ernst & Sohn, Berlin 1953. Deut-
scher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 112, S. 47, 53 u. f.

spruch zwischen Theorie und Versuchsergebnis. Da bei diesen Messungen — wie meine Erkundigungen ergeben haben — die als maßgebend erachteten Ablesungen aber erst nach dem Umsetzen der Pressenziehkraft auf die ziehkopfseitige Verankerungsmutter gemacht wurden, konnte der Tatsache, daß sich beim Umsetzen vielfach unmittelbar am Ziehende ein erheblicher Spannkraftabfall einstellt, nicht Rechnung getragen werden. Bei ähnlichen Spannkraftmessungen an St 90-Spanngliedern habe ich durch Aufkleben von paarweise einander gegenüberliegenden Dehnungsgebern auf das ziehseitige und verankerungsseitige Spannstahle festgestellt, daß sich bei Messungen vor und nach dem Ziehkraftumsetzen ein Spannungs- bzw. Spannkraftabfall einstellt, der bis zu 13% der Ziehkraft betragen kann. Er erklärt sich aus den praktisch oft unvermeidlichen sehr kleinen Nachlaßwegen, die beim Umsetzen auftreten können. Diese sind zum Teil wohl auf das Spiel und kleine Verformungen der Mutter-Gewindgänge zurückzuführen, zur Hauptsache aber durch ein geringfügig exzentrisches oder schiefes Einlaufen der Spanngliedziehenden in die Ankerplatten. Als Beweis für diese Vermutung wird darauf hingewiesen, daß die Ziehenden erfahrungsgemäß deutlich feststellbare Biegespannungen aufweisen, die sich beim Umsetzen wesentlich verändern. Es ist also anzunehmen, daß in solchen Fällen die nachgestellte Verankerungsmutter zunächst nur an einer Seite mit der Unterlagsplatte Kontakt hat und erst nach dem Umsetzen mit ihrer vollen Fläche anliegt.

Rechnet man nun auf Grund des von der Bundesbahn festgestellten Wertes von $\psi_0 = \frac{\alpha}{2}$ für den Auswirkungsbereich des Nachspannens nach den Ansätzen von Mehmel mit einer dazu passenden Pressenziehkraft von $\bar{V}_0 = 5,570 \cdot 5,31 = 29,57 \text{ t}$ vor dem Umsetzen, so erhält man durch Vergleich mit der nach dem Umsetzen gemessenen Endspannkraft $4,940 \cdot 5,31 = 26,23 \text{ t}$ ein $\Delta_0 = 29,57 - 26,23 = 3,34 \text{ t}$ d. h. 11,3% Verlust durch das Umsetzen. Der Δ_0 entsprechende ungewollte Nachlaß- bzw. Umsetzweg ergibt sich aus der Gl. 3 von Mehmel mit:

$$\delta_0 = \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \frac{l}{\alpha} \int_0^{\psi_0} \psi_p d\psi = \left(\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b} \right) \frac{l}{\alpha \mu} [\Delta_0 (e^{\mu \psi_0} - 1) - 2 \bar{V}_0 (\zeta_0 \mu \psi_0 - 1)]$$

Damit erhält man im vorliegenden Fall $\delta_0 = 0,774 \text{ mm}$ und eine Auswirkungslänge des Nachlaßeffektes von $b_0 \sim \frac{l}{\alpha \psi_0} = \frac{28,00 \cdot 0,21}{1,15} = 5,12 \text{ m}$.

Es würde dann vor dem Umsetzen am Nachspannende der Spannkraftverlauf a b c und nach dem Umsetzen der Verlauf a b d die wirklichen Verhältnisse darstellen. Dann besteht aber auch kein Widerspruch mehr zwischen den theoretischen Erkenntnissen und dem von der Bundesbahn durchgeführten Versuch. Es sei noch darauf hingewiesen, daß der Umsetzeffekt beim 1. Spannen an der Meßstelle 11 praktisch vernachlässigbar gewesen sein muß, da die Meßwerte a b c dem Seilreibungsgesetz voll entsprechen und alle denselben Reibungsbeiwert $\mu = 0,284$ ergeben, der nach meinen Versuchen auch beim Nachspannen eingesetzt werden darf.

Wäre der Umsetzeffekt gemessen und berücksichtigt worden, so hätte sich auch für die hier nicht besprochenen weiteren Versuche der Bundesbahn eine befriedigendere Erklärung mancher Beobachtungen ergeben.

Bei künftig noch geplanten Reibungsversuchen ist daher dringend zu empfehlen, sowohl vor als auch nach dem jeweiligen Ziehkraftumsetzen zu messen und den gesuchten Reibungsbeiwert aus dem Spannkraftverlauf vor dem Umsetzen zu ermitteln.

Fritz.

Zerstörungsfreie Prüfung des Betons.

Internationale Aussprache.

Fußnote vgl. BuSt. 48 (1953), Heft 12, Seite 295.

Das internationale Kolloquium über die zerstörungsfreie Prüfung des Betons im Januar dieses Jahres in Paris war von 140 Fachleuten aus 22 verschiedenen Ländern besucht. Behandelt wurden die Themen:

Ultraschallversuche.

Messungen der Oberflächenhärte und Vergleich mit den Ergebnissen der Ultraschallversuche.

Untersuchungen mit Gammastrahlen und Neutronen.

Möglichkeiten der Prüfung des Betons im Bauwerk durch zerstörungsfreie Verfahren.

Die Veranstalterin des Kolloquiums, die Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur le Matériaux et les Constructions (RILEM) wird die vorgetragenen und schriftlich vor-

gelegten Berichte, sowie die Diskussion in ihren Mitteilungen zu öffentlichen und außerdem später in zwei Bänden zusammenzufassen, die vom Sekretariat der RILEM, Paris (XV e) 12, 31 Brancion, bezogen werden können.

Zur Vorbereitung des Kolloquiums hatte die Geschäftsstelle der RILEM eine Mikrofilmsammlung des neueren Schrifttums zum zerstörungsfreie Prüfung für die Teilnehmer zusammengestellt. Rüdch

Berichtigung

zu v. Halasz, Neuere Bauten aus Stahlbeton-Fertigteilen in B. u. St. 49 (1954), Heft 1, S. 7.

Der Stahlbedarf für Dachhaut und Zugbänder betrug rd. (nicht 4) kg/m^2 .

Berichtigung

zu Habel, Berechnung von Querschnitten mit mehrmaliger Spaltbewehrung nach dem Verfahren von Busemann. B. u. St. 49 (1954), Heft 2, S. 25.

Auf Seite 31, rechte Spalte, vor Gleichung (23) muß es heißen:

$$\sigma_{b2} = \frac{N}{F_{b2} + n F'_{e2}}$$

und vor Gleichung (24):

In K_2 ist $\alpha_2 = \dots$

Berichtigung

zu Lehrstuhl für Stahlbetonbau, Rechenbeispiel für eine einfache Brücke aus Spannbeton. B. u. St. 49 (1954), Heft 5, S. 123.

Auf Seite 125 muß es unter Bild 5 statt „(siehe auch Seiten 124, letzter Absatz)“ heißen:

(siehe auch Seite 126, rechte Spalte, letzter Absatz).

Bücherschau

Verbundträger-Straßenbrücken. Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung DIN 1078. Entwurf und Erläuterungen. Sonderdruck aus „Die Bautechnik“, 31. Jahrg., Heft 2 (1954). 12. mit 11 Bildern. Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 2,50 DM.

Die seit langem erwartete und nun erfolgte Veröffentlichung des ersten Entwurfes der Deutschen Normen über „Verbundträger-Straßenbrücken“, einschließlich Richtlinien und Erläuterungen, die sinngemäß auch für Eisenbahnbrücken gelten, werden sicherlich von der Fachwelt des In- und Auslandes dankbar begrüßt werden. Diese Normen sind das Ergebnis theoretischer Erkenntnisse, umfangreicher Versuche und der Erfahrungen an zahlreichen ausgeführten Bauten. Sowohl die Berechnungsgrundlagen von Verbundkonstruktionen, als auch deren Ausführung sind in allen wesentlichen Punkten eindeutig festgelegt. Die Wichtigkeit dieser Normen — auch für die Weiterentwicklung solcher Konstruktionen — kann vielleicht auch darin gesehen werden, daß sie wohl die ersten Normen der Welt auf diesem interessanten Gebiet sein dürften. Sattler

Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Fassung Oktober 1953 (DIN 4227). 1. Ergänzungsheft zur 5. Auflage „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton“, IV, 27 S. mit 5 Bildern. In Verbindung mit Rüdch, Hubert Spannbeton-Erläuterungen zu DIN 4227. VI, 57 S. mit 6 Bildern. Berlin 1954, Wilh. Ernst & Sohn. Zus. geh. 5,— DM.

Die großen Erfahrungen, welche seit 1945 auf den Gebieten der Berechnung und Konstruktion von Spannbetontragwerken gewonnen wurden, haben in der DIN 4227 ihren Niederschlag gefunden. Die neue Fassung stellt eine Überarbeitung des Anfang 1950 veröffentlichten und zur Diskussion gestellten Entwurfs dar und enthält eine Reihe von Abweichungen und Verbesserungen, in denen die Erkenntnisse und Lehren der letzten Zeit verwertet worden sind, die die Bauindustrie, die Wissenschaft und die Behörden der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt haben. Das tatkräftige Zusammenwirken aller dieser Beteiligten hat es ermöglicht, das Bau mit Spannbeton in wenigen Jahren in Deutschland auf eine Höhe zu führen, von der die DIN 4227 beredtes Zeugnis ablegt.

Die Spannbeton-Erläuterungen geben zu fast allen Abschnitten der DIN 4227 nähere Erklärungen, die den mit dem Entwurf und der Ausführung von Spannbetonkonstruktionen beschäftigten Ingenieuren von großem Nutzen sein werden, aber auch anderen Kennern der Materie manches Interessante zu sagen haben. Selbstverständlich sind die Erläuterungen kein kurz gefaßtes Lehrbuch der Vorspannung. Sie machen vielmehr deutlich, daß das Bau mit Spannbeton, wie mit allen hochentwickelten modernen Bauweisen, eine gründliche Spezialschulung erfordert, in gleichem Maße aber auch eingehende allgemeine Kenntnisse über Beton und Stahl voraussetzt. Koepcke